



# UNIVERSIDAD DE CUENCA

Facultad de Ingeniería

Carrera de Ingeniería Civil

Evaluación del comportamiento sísmico y aceleraciones de piso en  
pórticos de acero resistentes a momento, bajo la asignación de  
distintos factores de importancia

Trabajo de titulación previo a la  
obtención del título de  
Ingeniero Civil

## **Autores:**

Jhon Marcelo Cepeda Loja

CI: 0106722044

Correo electrónico: jhonmcepeda@gmail.com

Jorge Eduardo Vintimilla Ulloa

CI: 0106641277

Correo electrónico: jorgeduvintiulloa90@gmail.com

## **Director:**

Ing. Francisco Xavier Flores Solano, PhD.

CI: 0301547410

**Cuenca, Ecuador**

11-febrero-2021

## Resumen:

La investigación se basa en el análisis de pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF); para ello, se definen dos modelos con la implementación del espectro de respuesta sísmico de la normativa ASCE/SEI 7-16, diseñados con factores de importancia ( $I$ ) de 1.0 y 1.5. En el estudio se analiza el comportamiento de componentes no estructurales (CNEs) sensibles a las aceleraciones de piso, los cuales son afectados por la variación de las fuerzas sísmicas de diseño. En el análisis se considera que un incremento del ( $I$ ) provoca mayores secciones del sistema estructural, generando un cambio en el comportamiento dinámico de la edificación que afecta a los CNEs presentes en los modelos de estudio. El daño en los CNEs provoca pérdidas económicas y materiales, además de generar una posible obstrucción de rutas de escape durante un evento sísmico.

En el estudio se emplea un modelo base para establecer la geometría y cargas vivas de diseño, según el documento del SEAOC IBC (2012). Con la geometría establecida en cada modelo de estudio, se analizan los criterios de diseño por servicio implementando las consideraciones de la normativa ASCE/SEI 7-16, con lo cual se definen las secciones requeridas en los elementos estructurales. Se verifica el diseño por resistencia y diseño por capacidad, de los elementos presentes en la estructura, mediante el código ANSI/AISC. Con los modelos verificados, se aplica el método PFA y FRS para la comprobación del comportamiento de los CNEs presentes en cada piso de la edificación. Los resultados de la investigación establecen que los CNEs tienen un comportamiento más crítico en el modelo diseñado con un ( $I$ ) mayor; puesto que el incremento de este parámetro ocasiona aceleraciones de piso más grandes, siendo evidente en aquellas zonas donde el periodo del CNE iguala al periodo de uno de los modos de vibración de la estructura.

**Palabras claves:** Componentes no estructurales (CNEs). Factor de importancia ( $I$ ). Aceleraciones de piso. Aceleración Máxima de Piso (PFA). Espectro de Aceleración de Piso (FRS). Pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF).



## **Abstract:**

The research is based on the analysis of steel special moment frames (SMF); for this purpose, two models are defined with the implementation of the seismic response spectrum of the ASCE / SEI 7-16 standard, designed with importance factors (I) of 1.0 and 1.5. The study analyzes the behavior of non-structural components (CNEs) sensitive to floor accelerations, which are affected by the variation of seismic design forces. The analysis considers that an increase in the (I) value causes bigger steel sections of the structural system, modifying the dynamic behavior of the building that affects CNEs included in the study models. Damage to CNEs causes economic and material losses, as well as possible obstruction of escape routes during a seismic event.

This study uses a base model to establish the geometry and design live loads, according to the SEAOC IBC document (2012). With the geometry established in each study model, service design criteria are performed implementing the considerations of the ASCE / SEI 7-16 standard, which defines the required steel sections of structural elements. Resistance checking and capacity-based design of structural elements are verified through ANSI / AISC code. With verified models, the PFA and FRS method is applied for checking the behavior of CNEs present on each floor of the building. The research results establish that CNEs have a more critical behavior in the model designed with a bigger (I) value; since the increase of this parameter causes greater floor accelerations, being evident in those zones where the CNE period equals the period of one of the structure's vibration modes.

**Keywords:** Non-structural components (CNEs). Importance factor (I). Floor accelerations. Peak Floor Acceleration (PFA). Floor Response Spectrum (FRS). Steel Special Moment Frames (SMF).



## Índice del Trabajo

### Tabla de contenido

Resumen: .....	1
Abstract:.....	2
Índice del Trabajo .....	3
Tabla de contenido.....	3
Índice de Figuras .....	7
Índice de Tablas .....	9
Introducción.....	16
Antecedentes .....	16
Problema .....	17
Justificación.....	19
Objetivo General.....	19
Objetivos Específicos.....	19
Alcance .....	20
Organización de los Capítulos.....	20
Capítulo 1 .....	21
1. Marco Teórico .....	21
1.1. Factor de Importancia (I) en el Diseño Sísmico .....	21
1.1.1. Generalidades.....	21
1.1.2. Antecedentes.....	21
1.1.3. Publicaciones e Investigación.....	24
1.2. Bases de Diseño de la Estructura .....	25
1.2.1. Construcción del Espectro de Respuesta .....	25
1.2.1.1. Categoría de Riesgo (CR) de la Estructura.....	25
1.2.1.2. Tipo de Suelo y Parámetros de Aceleración Mapeados .....	25
1.2.1.3. Coeficientes de Sitio para el Espectro de Respuesta.....	26
1.2.1.4. Espectro de Respuesta del Sismo de Diseño (DE).....	26
1.2.2. Parámetros de Aceleración de Suelo para el Espectro de Cuenca.....	28
1.2.3. Coeficientes del Sistema Estructural y Procedimiento de Cálculo.....	28
1.2.3.1. Método de la Fuerza Lateral Equivalente (FLE) .....	29





1.2.3.2.	Método del Análisis Modal Espectral (AME) .....	31
1.3.	Diseño por Servicio .....	32
1.3.1.	Derivas de Piso .....	32
1.3.2.	Irregularidades en Planta.....	33
1.3.2.1.	Torsión Accidental y Torsión Accidental Extrema .....	34
1.3.2.2.	Entrantes Excesivos de Esquinas .....	35
1.3.3.	Irregularidades en Elevación.....	35
1.3.3.1.	Irregularidades de Piso Flexible y Piso Flexible Extremo .....	35
1.3.4.	Efecto P-delta.....	35
1.4.	Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) .....	36
1.4.1.	Combinaciones de Carga .....	36
1.4.2.	Diseño de Elementos a Compresión.....	37
1.4.3.	Diseño de Elementos a Flexión .....	38
1.4.4.	Diseño por Fuerza Cortante en los Elementos.....	39
1.4.5.	Diseño por Flexo Compresión en Elementos .....	40
1.5.	Diseño por Capacidad.....	41
1.5.1.	Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil.....	41
1.5.2.	Conexión Precalificada de Viga Reducida (RBS) .....	43
1.5.3.	Control de Pandeo Local en Vigas y Columnas .....	43
1.5.4.	Control de Pandeo Lateral Torsional .....	44
1.6.	Componentes no Estructurales (CNEs) .....	45
1.6.1.	Diseño mediante la Norma ASCE/SEI 7-16.....	46
1.6.2.	Análisis Tiempo-Historia (ATH).....	47
1.6.2.1.	Registros Sísmicos (Acelerogramas).....	47
1.6.2.2.	Aceleraciones de Piso y Ecuación de Movimiento.....	48
1.6.2.3.	Método de Interpolación de Carga .....	49
1.6.3.	CNEs Rígidos.....	50
1.6.3.1.	Método Peak Floor Acceleration (PFA) .....	50
1.6.4.	CNEs Flexibles.....	51
1.6.4.1.	Método Floor Response Spectrum (FRS) .....	51
1.7.	Software de Diseño .....	53
1.7.1.	ETABS.....	53



1.7.2. MATLAB.....	53
Capítulo 2 .....	54
2. Materiales y Metodología .....	54
2.1. Creación del Modelo .....	54
2.1.1. Geometría .....	54
2.1.2. Sistemas de Resistencia a Cargas .....	55
2.1.3. Asignación de Cargas .....	57
2.2. Análisis Estático: Fuerza Lateral Equivalente (FLE).....	60
2.3. Análisis Dinámico: Análisis Modal Espectral (AME) .....	61
2.4. Diseño por Servicio .....	64
2.4.1. Control de Derivas .....	64
2.4.2. Control de irregularidades .....	66
2.4.3. Efectos P-delta .....	68
2.5. Diseño por Capacidad.....	69
2.5.1. Combinaciones de carga .....	69
2.5.2. Capacidad a flexión .....	70
2.5.3. Capacidad a corte.....	71
2.5.4. Interacción de elementos.....	72
2.6. Análisis Tiempo Historia (ATH).....	72
2.6.1. Espectro de Aceleración Absoluta.....	73
2.6.2. Factores de Escala.....	74
2.7. Peak Floor Acceleration (PFA) .....	75
2.7.1. Escalamiento de Acelerogramas .....	75
2.7.2. Aceleraciones de Piso.....	76
2.7.3. Máximos y Normalización.....	77
2.8. Floor Response Spectrum (FRS) .....	78
Capítulo 3 .....	80
3. Resultados.....	80
3.1. Secciones y Modelos .....	80
3.1.1. Secciones de Elementos .....	80
3.1.1.1. Elementos en Pórticos de Gravedad.....	81
3.1.1.2. Elementos de Pórticos Sismorresistentes .....	82



3.1.2.	Características de los Modelos de Estudio .....	83
3.1.2.1.	Peso de la Estructura .....	83
3.1.2.2.	Periodos de Vibración ( $T_n$ ) .....	84
3.2.	Diseño por Servicio .....	84
3.2.1.	Control de Derivas de Piso .....	84
3.2.2.	Control de Irregularidades .....	86
3.2.2.1.	Irregularidad Torsional .....	86
3.2.2.2.	Irregularidad de Piso Flexible .....	87
3.2.3.	Efecto P-delta .....	87
3.2.4.	Comparación entre Modelo 1 y Modelo 2 .....	88
3.3.	Diseño por Resistencia .....	90
3.3.1.	Pórticos de Gravedad .....	90
3.3.2.	Pórticos Sismorresistentes .....	91
3.3.2.1.	Modelo 1 .....	92
3.3.2.2.	Modelo 2 .....	93
3.4.	Componentes no Estructurales (CNEs) .....	95
3.4.1.	Comparación del Espectro de Respuesta .....	95
3.4.2.	Comparación de Aceleraciones en CNEs Rígidos .....	96
3.4.3.	Comparación de Aceleraciones en CNEs Flexibles .....	97
Capítulo 4	.....	101
4.	Conclusiones y Recomendaciones .....	101
4.1.	Conclusiones .....	101
4.2.	Recomendaciones .....	103
Bibliografía	.....	104
Anexos	.....	107



## Índice de Figuras

Figura 1 Complicaciones estructurales presentadas durante el sismo de San Fernando (1971).....	18
Figura 2 Complicaciones de CNEs presentados durante el sismo de Northridge (1994)....	18
Figura 3 Clasificación del componente económico en diferentes tipos de edificaciones....	22
Figura 4 Espectro de Respuesta de Diseño.....	27
Figura 5 Determinación de la Deriva de Piso.....	32
Figura 6 Esquema para Irregularidad Torsional.....	34
Figura 7 Metodología del Diseño Sísmico y Diseño por Capacidad.....	41
Figura 8 Mecanismo de falla en estructuras.....	42
Figura 9 Conexión de Sección de Viga Reducida (RBS).....	43
Figura 10 Pandeo Local en Perfiles de Acero Tipo W.....	44
Figura 11 Control de Arriostamiento Lateral en Vigas.....	45
Figura 12 Sistema idealizado del pórtico de estudio.....	48
Figura 13 Representación de la función excitada.....	49
Figura 14 Esquema de realización del método PFA.....	50
Figura 15 Esquema de modelamiento para CNEs flexibles.....	51
Figura 16 Definición del acero estructural.....	54
Figura 17 Modelos 2D de la edificación.....	55
Figura 18 Modelo 3D de la edificación.....	55
Figura 19 Restricción en la base de las columnas sismorresistentes.....	56
Figura 20 Extremos de vigas, en elementos de sistemas de gravedad.....	56
Figura 21 Modelado del diafragma rígido.....	57
Figura 22 Carga muerta en la edificación.....	57
Figura 23 Cargas sísmicas según ASCE/SEI 7-16.....	58
Figura 24 Espectro de aceleraciones NEC-SE-DS y ASCE/SEI 7-16 para DE.....	59
Figura 25 Coeficientes para la definición del espectro ASCE/SEI 7-16 en el software ETABS.....	59
Figura 26 Definición de la carga sísmica en el software ETABS.....	60
Figura 27 Asignación del peso efectivo de la estructura (W).....	61
Figura 28 Cargas sísmicas laterales por piso.....	61
Figura 29 Creación del espectro de respuesta.....	62
Figura 30 Definición del espectro de respuesta.....	62
Figura 31 Casos de carga para AME.....	63
Figura 32 Definición de carga sísmica dinámica.....	63
Figura 33 Cortante basal estático y dinámico.....	64
Figura 34 Derivas elásticas de piso, para los distintos casos de carga.....	65
Figura 35 Representación para el control de derivas.....	65
Figura 36 Esquema para evaluación de irregularidad horizontal.....	66
Figura 37 Cortantes de piso.....	68
Figura 38 Definición de las combinaciones de carga.....	69



Figura 39 Clasificación de elementos estructurales, por grupos.....	70
Figura 40 Revisión de capacidad a flexión y flexo compresión en vigas y columnas.....	71
Figura 41 Capacidad a Corte.....	71
Figura 42 Criterio columna fuerte-viga débil en elementos del sistema sismorresistente. .	72
Figura 43 Acelerograma del Sismo de San Fernando. ....	73
Figura 44 Espectro de aceleración absoluta. ....	74
Figura 45 Escalado de los espectros de aceleración absoluta, ‘matching’.....	75
Figura 46 Funciones tiempo historia (acelerogramas).....	76
Figura 47 Escalamiento de los acelerogramas en ETABS.....	76
Figura 48 Funciones de aceleración absoluta, por piso y sentido (X, Y).....	77
Figura 49 Aceleraciones de piso, por sismo y sentido.....	77
Figura 50 Esquema de Aceleraciones Máximas de Piso (PFA) normalizadas para PGA. .	78
Figura 51 FRS: Espectro de aceleraciones de piso. ....	79
Figura 52 Vista en planta de la distribución de los pórticos para los dos modelos.....	80
Figura 53 Pórtico de gravedad del Eje D de los dos modelos de estudio.....	81
Figura 54 Pórtico sismorresistente para el Eje 5 del Modelo 1.....	82
Figura 55 Pórtico sismorresistente para el Eje 5 del Modelo 2.....	83
Figura 56 Gráfico del control de derivas para el Modelo 1.....	85
Figura 57 Gráfico del control de derivas para el Modelo 2.....	86
Figura 58 Variación porcentual entre las derivas inelásticas de los dos modelos, para cada componente. ....	89
Figura 59 Variación porcentual de la deriva de piso del eje X para los dos modelos de estudio. ....	89
Figura 60 Variación porcentual de la deriva de piso del eje Y para los dos modelos de estudio. ....	90
Figura 61 Vista 3D del diseño por resistencia de pórticos de gravedad.....	91
Figura 62 Diseño por resistencia del Eje D del pórtico de gravedad. ....	91
Figura 63 Diseño por resistencia de pórticos sismorresistentes del modelo 1 (plano 3D)..	92
Figura 64 Diseño por resistencia en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 1.....	92
Figura 65 Criterio Columna Fuerte Viga Débil en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 1.....	93
Figura 66 Diseño por resistencia de pórticos sismorresistentes del modelo 2 (plano 3D)..	93
Figura 67 Diseño por resistencia en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 2.....	94
Figura 68 Criterio Columna Fuerte Viga Débil en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 2.....	94
Figura 69 Comparación del espectro de respuesta del sismo Chi Chi - TCU para componente X del piso 1.....	95
Figura 70 Comparación de resultados del PFA para la dirección X.....	96
Figura 71 Comparación de resultados del PFA para la dirección Y.....	96
Figura 72 Variación porcentual entre los resultados del PFA, en los dos modelos de estudio. ....	97
Figura 73 Comparación de resultados del FRS para la dirección X. ....	98



Figura 74 Comparación de resultados del FRS para la dirección Y. ....	99
Figura 75 Variación porcentual entre los valores máximos del FRS, en los dos modelos de estudio. ....	100

## Índice de Tablas

Tabla 1 Categoría de edificaciones según el factor de importancia (I).....	21
Tabla 2 Factor de Importancia (I) sugerido en varios códigos de construcción. ....	23
Tabla 3 Factores de Importancia Sísmica Asociados a la Categoría de Riesgo.....	25
Tabla 4 Valores empleados en la definición del espectro de respuesta ASCE 7-16.....	28
Tabla 5 Coeficientes de Diseño Sísmico según el Tipo de Sistema Estructural. ....	29
Tabla 6 Coeficientes para la determinación del periodo fundamental de la estructura. ....	30
Tabla 7 Límite de Deriva de Piso. ....	33
Tabla 8 Estados límites últimos.....	36
Tabla 9 Registros sísmicos utilizados en la investigación.....	47
Tabla 10 Secciones de pórticos de gravedad para los dos modelos.....	81
Tabla 11 Secciones para pórticos sismorresistentes para cada modelo de estudio. ....	82
Tabla 12 Peso de la estructura generado en cada modelo de investigación.....	83
Tabla 13 Periodos de Vibración y Participación Modal de los dos modelos.....	84
Tabla 14 Control de Derivas de Piso para los dos modelos.....	85
Tabla 15 Control de Irregularidad Torsional para los dos modelos.....	87
Tabla 16 Control de Irregularidad de Piso Flexible para los dos modelos. ....	87
Tabla 17 Efecto P-delta de los dos modelos. ....	88
Tabla 18 Factores de escala para control del efecto P-delta en el modelo 1. ....	88



### Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Jhon Marcelo Cepeda Loja en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y ACELERACIONES DE PISO EN PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO, BAJO LA ASIGNACIÓN DE DISTINTOS FACTORES DE IMPORTANCIA", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 11 de febrero del 2021.

Jhon Marcelo Cepeda Loja

C.I.: 0106722044



### Cláusula de licencia y autorización para publicación en el Repositorio Institucional

---

Jorge Eduardo Vintimilla Ulloa en calidad de autor/a y titular de los derechos morales y patrimoniales del trabajo de titulación "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y ACELERACIONES DE PISO EN PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO, BAJO LA ASIGNACIÓN DE DISTINTOS FACTORES DE IMPORTANCIA", de conformidad con el Art. 114 del CÓDIGO ORGÁNICO DE LA ECONOMÍA SOCIAL DE LOS CONOCIMIENTOS, CREATIVIDAD E INNOVACIÓN reconozco a favor de la Universidad de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos.

Asimismo, autorizo a la Universidad de Cuenca para que realice la publicación de este trabajo de titulación en el repositorio institucional, de conformidad a lo dispuesto en el Art. 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 11 de febrero del 2021.



Jorge Eduardo Vintimilla Ulloa

C.I: 0106641277





### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Jhon Marcelo Cepeda Loja, autor/a del trabajo de titulación "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y ACELERACIONES DE PISO EN PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO, BAJO LA ASIGNACIÓN DE DISTINTOS FACTORES DE IMPORTANCIA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 11 de febrero del 2021

---

Jhon Marcelo Cepeda Loja

C.I: 0106722044



### Cláusula de Propiedad Intelectual

---

Jorge Eduardo Vintimilla Ulloa, autor/a del trabajo de titulación "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y ACELERACIONES DE PISO EN PÓRTICOS DE ACERO RESISTENTES A MOMENTO, BAJO LA ASIGNACIÓN DE DISTINTOS FACTORES DE IMPORTANCIA", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor/a.

Cuenca, 11 de febrero del 2021



Jorge Eduardo Vintimilla Ulloa

C.I: 0106641277



## **AGRADECIMIENTOS**

*Agradezco a mis padres y hermanos, por todo su amor, confianza, guía y apoyo incondicional.*

*A mis familiares y amigos, por su paciencia y ayuda constante a lo largo de este trayecto.*

*A todos los docentes que han aportado a mi formación profesional; especialmente al Ing. Francisco Flores, por su contribución en esta etapa académica y en el desarrollo de este proyecto.*

*A mi compañero Jorge, por todo el esfuerzo y empeño demostrado en la realización de este trabajo de titulación.*

**Jhon M. Cepeda**

*La culminación de esta carrera universitaria no se hubiera llevado a cabo sin el cariño, apoyo y confianza de mis padres y hermanos, quienes me enseñaron valores personales y me motivaron a alcanzar mis metas propuestas, para ellos mi más profundo agradecimiento.*

*Agradezco especialmente al Ing. Francisco Flores PhD., por ser guía y mentor de esta investigación, a mi compañero Jhon C. por su dedicación y esfuerzo para la culminación del trabajo de titulación.*

*Un afectuoso agradecimiento para mis amigos, los cuales han servido como apoyo y distracción durante las adversidades presentadas en este largo camino que hemos afrontado.*

*Para finalizar, entrego un cordial agradecimiento a los docentes de la facultad de Ingeniería por brindarme sus conocimientos para el desarrollo de mi formación profesional.*

**Jorge E. Vintimilla**



## ***DEDICATORIA***

*Dedico este trabajo a mis padres y hermanos, pilares indispensables en mi motivación, empeño y dedicación.*

*Realmente soy muy afortunado de tenerlos en mi vida.*

*Por y para ustedes.*

***Jhon M. Cepeda***

*Dedico este proyecto a mis padres y hermanos, por ser la motivación y el ejemplo a seguir con el cual me he guiado durante este proceso de aprendizaje.*

*También dedico este trabajo a mis sobrinos, para que reflejen en mí la capacidad de cumplir sus metas personales.*

*Finalmente, quiero dedicar especialmente esta investigación a mis abuelitos Rosana (†), Víctor (†) y Alberto (†), por el cariño que me han brindado y ser pilares fundamentales de mi vida.*

***Jorge E. Vintimilla***

## Introducción

La presente investigación comprende el análisis y evaluación del comportamiento sísmico en una edificación de 6 pisos, con pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF), a través del respectivo control de derivas, diseño por capacidad, y comparación de aceleraciones experimentadas a nivel de piso. Para ello, en una misma estructura tipo, se estudia el comportamiento dinámico entre dos modelos, empleando un factor de importancia ( $I$ ) de 1.5 y 1.0, que corresponden a valores usuales de diseño para edificaciones esenciales y edificaciones comunes, respectivamente.

Según la respuesta obtenida en cada modelo, se puede asociar la variación en derivas y aceleraciones de piso, al potencial de daño en los componentes no estructurales (CNEs) sensibles al desplazamiento y aceleraciones. Así, de forma general, con los resultados finales se puede evaluar la pertinencia en la asignación de uno u otro factor de importancia; puesto que, cada uno influye directamente en el desempeño sísmico de los CNEs que, muchas veces, representan gran parte de la inversión realizada en esta clase de construcciones.

## Antecedentes

Las bases de diseño sísmico se han establecido y modificado con el pasar de los años, en base a eventos sísmicos anteriores que han resultado en grandes pérdidas humanas y/o materiales. A raíz de ello, varios códigos de diseño establecidos en muchos países alrededor del mundo basan el diseño sísmico en la suposición de una carga lateral aplicada a nivel de piso. En la cuantificación de esta carga, se incluyen una serie de factores de amplificación, con los cuales se obtiene una carga final de diseño para los elementos estructurales; siendo de cierta forma, un criterio empleado para que las edificaciones diseñadas sean más rígidas o resistentes, según el nivel de importancia, uso, sistema sismorresistente, riesgo asociado, o el nivel de intensidad sísmica considerada.

Uno de los factores con los cuales se determina la carga sísmica de diseño es el factor de importancia ( $I$ ), mismo que se asocia a la categoría de ocupación o importancia de la edificación. Varios códigos internacionales han fijado un valor determinado del ( $I$ ) de acuerdo al nivel de riesgo para la vida humana, el uso esperado, el valor económico asociado, o la necesidad de operación durante y luego del evento sísmico. Sin embargo, Dhir et al. (2020) indica que estos valores se han establecido en los códigos en base a la experiencia y justificación ingenieril, puesto que no existen estudios experimentales o analíticos detallados que se encuentren disponibles en la literatura publicada.

Tanto en la normativa local NEC SE DS (NEC, 2015) como en normativas extranjeras ASCE/SEI 7-16 (ASCE/SEI, 2017) o Eurocode 8 (CEN, 2004), se clasifica a las edificaciones en diferentes grupos de ocupación, cuyo límite superior corresponde a las de tipo esencial o vital y el límite inferior corresponde a las ordinarias o comunes. La diferencia entre los valores de ( $I$ ) asignados a uno u otro tipo de edificación dependen de aspectos

económicos y de seguridad con los cuales se equilibra el beneficio y el costo durante el periodo de vida de la estructura. Una estructura diseñada con ( $I$ ) mayor a 1.0 resulta en una edificación más segura desde el punto de vista del diseño sísmico; sin embargo, el incremento que genera este diseño altera diversos factores que afectan el desarrollo del proyecto. Así, cuanto mayor sea el ( $I$ ) de la edificación, mayor será el rendimiento sísmico esperado, pero el costo de construcción y/o reparación también se incrementará.

Autores como García-Pérez et al. (2005) y Pozos-Estrada et al. (2016) han estudiado el efecto del factor de importancia como un elemento clave en la eficiencia económica de cierto tipo de estructuras, a través de funciones de costo – beneficio, y el diseño sísmico óptimo. Con ello, estos estudios validan que, a través del ( $I$ ) se puede cuantificar las pérdidas económicas o el impacto social que se generaría tras la falla de una edificación de gran relevancia.

## Problema

Las normativas ASCE/SEI 7-16 (2017) y NEC-SE-DS (2015) emplean distintos factores de importancia ( $I$ ) según la categoría de riesgo sísmico de la edificación. Con la asignación de un ( $I$ ) mayor a la unidad se produce un aumento en las cargas sísmicas de diseño, lo cual es factible para establecer elementos estructurales más grandes en el pórtico de acero resistente a momento (SMF); pues con ello se incrementa la rigidez de la estructura. Con este criterio, los códigos actuales buscan favorecer el comportamiento estructural de la edificación y proteger a los componentes no estructurales (CNEs) sensibles a los desplazamientos. Sin embargo, esta filosofía de diseño no establece un análisis del comportamiento de los CNEs sensibles a las aceleraciones, los cuales al formar parte de la estructura pueden ser afectados por la carga sísmica y generar problemas durante este fenómeno. Las aceleraciones de piso dependen del comportamiento dinámico de la edificación, el cual se basa en la segunda ley de Newton y depende de la masa de la estructura. Por tal motivo, el sobredimensionamiento de los elementos sismorresistentes no siempre puede considerarse como la mejor opción desde el punto de vista de los CNEs sensibles a las aceleraciones; puesto que estos elementos representan un porcentaje considerable de la inversión realizada en las edificaciones, además de convertirse en un posible agente de daño y peligro para la vida humana.

En el año de 1971 a causa del sismo de San Fernando, se generaron grandes daños en componentes estructurales de los edificios, resultando en modificaciones de los códigos de diseño locales. Tiempo después, con el sismo de Northridge (1994) se presentaron fallencias bajo los criterios de diseño modificados; puesto que, a pesar de no producir grandes daños en la parte estructural, se evidenciaron problemas en el desempeño de los CNEs (Whittaker & Soong, 2003). Dentro de las modificaciones que se establece en la normativa estadounidense se encuentra el ( $I$ ), el cual permite el diseño de edificaciones más seguras por la reducción del riesgo de colapso estructural y el control de CNEs sensibles a desplazamientos. La variabilidad de este factor en los distintos códigos internacionales de diseño, tales como NEC-SE-DS (Ecuador), ASCE/SEI 7-16 (EEUU), NSR-10 (Colombia), CONVENIN1756 (Venezuela), CSCR (Costa Rica), Eurocode 8 (Unión



Europea), entre otros, resulta en inconsistencias cuando se diseñan edificaciones de un mismo grado de importancia, pero en diferentes zonas sísmicas. Esto implicaría que, para las edificaciones emplazadas en zonas de menor riesgo sísmico, el mismo (I) genera un mayor margen de seguridad que en zonas de elevado peligro sísmico (Safina Melone, 2003). Por esta razón, los resultados de la presente investigación, como de estudios similares, deben limitarse a una región determinada o zonas de riesgo sísmico similares.



*Figura 1 Complicaciones estructurales presentadas durante el sismo de San Fernando (1971).  
Fuente (Los Angeles Daily News, 2016)*



*Figura 2 Complicaciones de CNEs presentados durante el sismo de Northridge (1994).  
Fuente (FEMA 74, 1994)*

## Justificación

Las bases de diseño sismorresistente regidas en el país, y por ende en la ciudad de Cuenca, obedecen al hecho de estar localizados en un sector geográfico con elevada actividad sísmica, conocido como el “Cinturón de Fuego del Pacífico” (Arteaga, 2016). Durante eventos sísmicos, este factor puede ser agente de numerosas fallas en edificaciones, las cuales se producen por malas prácticas de diseño, deficiencia de estudios previos, implementación de materiales de construcción inapropiados, como también por la modificación de la geometría o finalidad de uso en la edificación. En la actualidad, varios artículos y trabajos de investigación publicados reconocen la necesidad de estudios de desempeño sísmico en edificaciones patrimoniales, y aquellas de carácter esencial. En la ciudad de Cuenca estos criterios se han constatado en el estudio de vulnerabilidad sísmica realizado por la Red Sísmica del Austro (1999-2002). (Jiménez et al., 2018).

Bajo esta línea, la investigación actual se orienta al estudio de las aceleraciones de piso asociadas a un factor de importancia (I), mismo que es empleado para amplificar el valor del coeficiente sísmico; necesario en el diseño de estructuras de gran relevancia, tales como hospitales, instalaciones de bomberos, estructuras de centros de telecomunicaciones, etc., cuya falla podría provocar un cuantioso número de decesos y/o pérdidas económicas extremas. Si bien, con la inclusión del (I) se asegura gran parte del primer objetivo de diseño, correspondiente a la seguridad de vida (life safety and collapse prevention); los daños económicos pueden ser importantes ante eventos sísmicos de magnitud considerable o incluso moderada, debido a que un mayor (I) influye directamente en el incremento de las secciones empleadas, el aumento del peso de la estructura y como resultado, un incremento de las aceleraciones de piso generadas. Este aumento influye en la demanda sísmica que actúa sobre los componentes no estructurales (CNEs), lo cual puede resultar en el daño de equipamiento tecnológico o la posible obstrucción de rutas de escape, a causa de la caída, desplazamiento o volteo de estos elementos. Con esta premisa, la correlación entre el (I) y las aceleraciones de piso experimentadas podría emplearse como complemento a estudios existentes o base para nuevas investigaciones en los que se pretenda optimizar el diseño, de forma que los objetivos de seguridad de vida y daño asociado (costo - beneficio) sean los más equilibrados posibles.

## Objetivo General

Evaluar las aceleraciones de piso y el comportamiento sísmico en pórticos de acero a momento (SMF) diseñados para distintos factores de importancia (I), considerando los métodos FRS y PFA, bajo la acción del sismo de diseño (DE) y el sismo máximo considerado (MCE).

## Objetivos Específicos

- Modelar pórticos de acero a momento (SMF), empleando el estado del arte, en función del tamaño y configuración de los elementos, las características de los



materiales de construcción, conexiones, además de la resistencia y rigidez propia del sistema.

- Analizar el comportamiento sísmico y serviciabilidad de un pórtico de acero a momento (SMF) asociado a un factor de importancia determinado y una carga sísmica base, según las consideraciones de la norma ASCE7-16 y NEC-SE-DS.
- Evaluar el comportamiento sísmico y el grado de variación en las aceleraciones de piso, con respecto al factor de importancia (I) asignado y el nivel de carga sísmica establecido (DE y MCE).

## Alcance

Este estudio pretende comparar los efectos producidos por las aceleraciones de piso que actúan sobre los componentes no estructurales (CNEs), cuando se diseñan pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF) utilizando distintos factores de importancia (I) sísmica. Para ello, se diseña un edificio sismorresistente de 6 pisos de altura ubicado en la ciudad de Cuenca, mediante el método de análisis modal espectral (AME), utilizando la normativa ASCE/SEI 7-16. Por otra parte, la implementación de la normativa ecuatoriana NEC-SE-DS se basa específicamente en la determinación de las características del sitio de estudio donde se ubica la estructura.

En el estudio se consideran dos modelos, en los cuales se analiza el comportamiento de la edificación cuando se modifica el (I). El diseño de la estructura abarca los aspectos de serviciabilidad y resistencia, mediante la utilización de la normativa ASCE/SEI 7-16 y códigos respectivos del ANSI/AISC. Finalmente, con los modelos establecidos y verificados, se procede a realizar un análisis de aceleraciones de piso para CNEs rígidos mediante el método *Peak Floor Acceleration* (PFA), y CNEs flexibles aplicando el procedimiento del *Floor Response Spectrum* (FRS).

## Organización de los Capítulos

El presente documento se compone de cuatro capítulos que guían el desarrollo de la investigación. El primer capítulo se centra principalmente en la explicación conceptual del proceso de diseño estructural y la cuantificación de cargas sobre los CNEs. El segundo capítulo se destina a la presentación de la metodología usada en la definición y análisis de los modelos, como también, el desarrollo de los métodos PFA y FRS con los que se evalúa el comportamiento de los CNEs. Por otra parte, en el tercer capítulo se presentan los distintos resultados y el análisis respectivo de los valores obtenidos en esta investigación, tales como, los resultados del diseño por servicio, diseño por resistencia y aceleraciones para los CNEs, según PFA y FRS. Finalmente, el cuarto capítulo contiene las conclusiones de la investigación, como también las recomendaciones del presente estudio.

# Capítulo 1

## 1. Marco Teórico

### 1.1. Factor de Importancia (I) en el Diseño Sísmico

#### 1.1.1. Generalidades

El (I) es un parámetro empleado en el incremento de la carga sísmica, para el diseño de estructuras de mayor relevancia, cuya falla puede ocasionar grandes pérdidas humanas y/o pérdidas económicas considerables. Según García-Pérez et al. (2005), el (I) se asigna en base al valor de los componentes presentes en la estructura, el potencial de riesgo en caso de falla, el significado cultural o social de la estructura, o la función que desempeña durante o luego de la ocurrencia de catástrofes. En la normativa local, NEC-SE-DS (NEC, 2015), el valor del (I) se define a partir de la categoría asignada al edificio; como se presenta en la siguiente tabla.

*Tabla 1 Categoría de edificaciones según el factor de importancia (I).*

*Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).*

Categoría	Uso, destino y/o importancia	Coficiente (I)
Edificaciones esenciales	Estructuras para servicios de salud, seguridad pública, centros de telecomunicaciones, estructuras de generación y distribución eléctrica, tanques o construcciones para depósitos de agua, y/o estructuras que contienen elementos tóxicos, químicos, explosivos o demás sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros educativos o deportivos que alojen a más de 300 personas; o cualquier estructura que albergue a más de 5000 personas. También se incluyen los edificios públicos que deben mantenerse operativos.	1.3
Otras estructuras	Todas las demás estructuras ordinarias o comunes, no clasificadas anteriormente.	1.0

#### 1.1.2. Antecedentes

A través de un sinnúmero de registros disponibles, se puede evidenciar el daño asociado a eventos sísmicos suscitados en todo el mundo desde mucho tiempo atrás. Estos eventos han resultado en el establecimiento y modificación de los códigos de diseño considerados en la construcción de grandes edificaciones y proyectos de todo tipo. Por ejemplo, con el sismo de San Fernando de 1971 en Estados Unidos, varios edificios presentaron un daño estructural grave, por lo que, las regulaciones vigentes de diseño y

construcción debieron modificarse e incorporar un requisito de revisiones independientes en las edificaciones de gran importancia; puesto que, representaron un alto porcentaje de pérdidas humanas y económicas (Whittaker & Soong, 2003).

Años más tarde, con el sismo de Northridge de 1994, varias instalaciones de salud presentaron una pérdida de operación completa; a pesar de las regulaciones adoptadas después del sismo de San Fernando para un mejor desempeño estructural. Con este evento sísmico, los componentes no estructurales (CNEs) presentaron un daño severo; pues, bajo la filosofía de diseño tradicional, el rol de los CNEs no era del todo considerado (Whittaker & Soong, 2003). Con todos estos sucesos, eventos sísmicos anteriores y experiencias pasadas, se ha logrado reconocer el impacto de los CNEs en el desempeño sísmico de las edificaciones. Así también, su importancia es evidente desde el aspecto económico, pues como se indica en el estudio de Whittaker & Soong (2003), los CNEs representan la mayor parte del costo en las construcciones, siendo del 80% al 90% en el caso de oficinas, hoteles y hospitales.

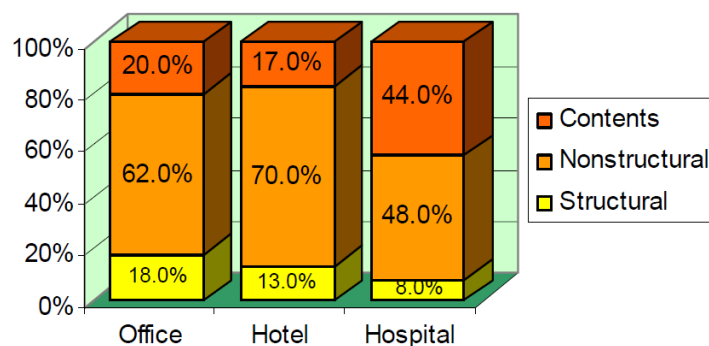


Figura 3 Clasificación del componente económico en diferentes tipos de edificaciones.

Fuente: (Whittaker & Soong, 2003).

De forma general, sin importar la naturaleza de la respuesta, inelástica o elástica, el daño en los CNEs, los sistemas secundarios y demás contenidos de las estructuras esenciales, representan del 25% al 75% del costo total de las reparaciones (Pérez & Morillas, 2019); además de ser la principal causa de evacuación o cese del uso de la edificación. Bajo las consideraciones de los códigos de construcción, un aumento del (I) puede emplearse como un medio para la disminución en las derivas de piso, con lo cual las repercusiones en los CNEs sensibles a las derivas pasan a ser poco o menos importantes; aunque debería contrastarse con el daño asociado en aquellos CNEs sensibles a las aceleraciones.

Por todas las implicaciones anteriores, las estructuras esenciales deben contar con un mejor desempeño sísmico que las estructuras convencionales, para lo cual es necesario amplificar las fuerzas de diseño por un escalar o valor fijado previamente. Este escalar corresponde a un factor de seguridad asumido por parte del diseñador acorde al tipo de edificación, considerando el riesgo a la vida humana, o las pérdidas económicas que pudieran presentarse en caso de que la estructura falle durante el evento sísmico, o sea inhabitable luego de su ocurrencia.

Sin embargo, en los distintos códigos de construcción se plantean interrogantes de cuantos recursos adicionales, con respecto a la protección sísmica de edificios ordinarios, se deben destinar al diseño sísmico de edificios esenciales y demás construcciones, cuya conservación beneficia más a las generaciones futuras. Desde la perspectiva particular, según Rosenblueth (1992), si el ingeniero diseña usando criterios óptimos para la sociedad, en muchos casos haría poco atractiva la inversión y su cliente preferiría dirigir su capital hacia otro negocio, u optar por un profesional menos escrupuloso, lo que resulta perjudicial para la sociedad y el mismo ingeniero. Por ello, los códigos de construcción deben tender a un grado de seguridad intermedio, que sea conveniente para el inversionista y óptimo para la sociedad, si solo consideramos costo inicial y perdidas por sismo.

Debido a que la eficiencia económica es un aspecto clave en todo tipo de estructuras, donde una posible falla puede desencadenar consecuencias importantes, es necesario imponer consideraciones sísmicas adicionales e incrementar los niveles de seguridad, con respecto a cualquier otra estructura normal u ordinaria. Para ello, los códigos de construcción han incorporado el uso de un (I) en el diseño sísmico (Pozos-Estrada et al., 2016). El valor de (I) se adopta en base a dos criterios: la cantidad de víctimas probables debido al colapso de la estructura, y la importancia de operatividad de la estructura durante y después de la actividad sísmica. Con ello, este coeficiente modifica la respuesta espectral, generando cambios en las cargas sísmicas de diseño; con valores de (I) que varían comúnmente entre 1.0 y 1.5; cuyo último valor es característico de edificaciones esenciales o indispensables.

Sin embargo, Dhir et al. (2020) indican que la mayor parte de códigos de construcción han establecido el valor de (I) en base a la justificación ingenieril y la propia experiencia, puesto que no se han encontrado estudios experimentales o analíticos en la literatura publicada. En la mayoría de estos códigos, se distinguen dos o tres grandes grupos de edificaciones, para las cuales se asigna un determinado (I), tal como se indica en la Tabla 2.

*Tabla 2 Factor de Importancia (I) sugerido en varios códigos de construcción.  
Fuente: (Dhir et al., 2020).*

Código Sísmico	Categoría de Ocupación		
	Alta	Moderada	Baja
IS 1893 – Part 1	1.5	1.2	1.0
Canadian Building Code Act	1.5	-	1.0
BS EN 1998-1	1.5	-	0.8
ASCE/SEI 7	1.5	1.25	1.0
NZS 1170 Part 5	1.3	-	0.6
NBC 105	2.0	1.5	1.0
EAK 2000	1.3	-	0.85
Iranian Standard 2800	1.2 / 1.4	1.0	0.8
NEC - SE - DS	1.5	1.3	1.0

Basado en la tabla anterior, se puede observar una variabilidad en el incremento de la carga sísmica horizontal, desde el 50% al 100% para estructuras con un alto nivel de ocupación. Esta variabilidad puede ocasionar que para un mismo tipo de estructuras se genere una sobre resistencia diferente, que se traduce en un mayor costo del proyecto. Muchas veces, este incremento en el costo resulta injustificado, debido a que una misma estructura se diseñaría con diferentes niveles de carga sísmica (mayor o menor carga sísmica horizontal), dependiendo del código de construcción vigente.

### 1.1.3. Publicaciones e Investigación

Para un mejor entendimiento de lo que implica el uso de uno u otro (I), en varios estudios se ha empleado el diseño sísmico óptimo donde, el nivel de las cargas de diseño se establece según la seguridad y pérdida económica asociada, de forma que exista un balance adecuado entre el costo y beneficio durante el ciclo de vida de la estructura. Ciertos autores han analizado la influencia del (I) desde la perspectiva del diseño sísmico óptimo; empleando funciones objetivo para cuantificar las pérdidas asociadas a la asignación de un factor de importancia específico.

Así, Pozos-Estrada (2017) y Pozos-Estrada et al. (2016) muestran la relación del factor de importancia con el costo de los daños esperados, en estructuras importantes y ordinarias; concluyendo que, en estructuras con un (I) de 1.5 el costo de los daños es de 10 a 20 veces superior al costo esperado en estructuras ordinarias ((I) = 1.0). Por otra parte, García-Pérez et al. (2005) evalúa el factor de importancia desde la expectativa de daño esperado según la distancia a la fuente sísmica y el costo que representa; concluyendo que, para una misma estructura, el (I) bajo fuentes sísmicas cercanas debería ser menor al (I) adoptado bajo la influencia de fuentes sísmicas lejanas. Si bien, su investigación aporta a la elección adecuada del valor de (I), las fuentes sísmicas se definen de forma simplificada y la función de daño es muy distinta a la usada en la investigación de Hong (2012).

Desde otra perspectiva, Pérez & Morillas (2019) analizaron el efecto del factor de importancia a través del análisis del desempeño sísmico en 4 pórticos de hormigón armado, destinados al uso en centros de salud, y emplazados en una zona de Europa con mediana intensidad sísmica. En su estudio, por medio del análisis tiempo historia no lineal y el uso de curvas de fragilidad, se examinaron ciertos estados de daño y costos de reparación de distintos tipos de componentes; los cuales representaron del 14% al 48% del costo inicial de la construcción; en mayor medida se evidenció el daño en el equipo médico.

Además, en el estudio de Dhir et al. (2020) se analiza el desempeño sísmico de pórticos regulares de hormigón armado con variaciones del (I), en base a curvas sísmicas de fragilidad y la probabilidad media de colapso anual. Para ello, empleando el índice de daño (ID) y el índice de costo (IC), los resultados obtenidos presentan una variación lineal descendente del ID a medida que se incrementa el valor de (I), y un incremento lineal del IC con el aumento de (I); aunque sin sumar el costo de los daños generados por la ocurrencia del evento sísmico al costo inicial de construcción.

## 1.2. Bases de Diseño de la Estructura

El análisis sísmico comprende distintos procedimientos y límites empleados para diseñar los elementos que componen la estructura de estudio, los cuales se presentan en esta sección. La edificación posee pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF), los cuales deben contar con una suficiente resistencia frente a las fuerzas laterales producidas por el sismo de diseño (DE). Los elementos de la estructura deben ser capaces de soportar la acción sísmica debido a su capacidad de resistencia, rigidez y capacidad de disipación de energía, para afrontar los límites de deformación y la demanda de fuerzas establecidas (ASCE/SEI, 2017).

### 1.2.1. Construcción del Espectro de Respuesta

En la normativa se presentan los distintos pasos a seguir para generar el espectro de respuesta sísmica; para lo cual, se establecen distintos procedimientos asociados a la determinación de los parámetros requeridos en la definición del mismo.

#### 1.2.1.1. Categoría de Riesgo (CR) de la Estructura

En la sección 1.5 de la normativa ASCE/SEI 7-16 se presentan las distintas categorías de riesgo (CR) asociadas al diseño de la estructura, las cuales se clasifican de acuerdo al riesgo para la vida humana, salud y bienestar, así como el daño y falla a la que estará sometida la edificación, frente a un fenómeno natural como el sismo. En la Tabla 1.5-1 del código se clasifican entre edificaciones con un bajo riesgo para la vida humana (CR I) y edificaciones que son consideradas como esenciales (CR IV), las cuales se emplean en el presente estudio. En la Tabla 1.5-2 se establecen los factores de importancia (I) asociados a cada CR; mismos que se indican en la Tabla 3 (ASCE/SEI, 2017).

*Tabla 3 Factores de Importancia Sísmica Asociados a la Categoría de Riesgo.*

*Fuente: (ASCE/SEI, 2017).*

Categoría de Riesgo	Factor de Importancia sísmica (I)
I	1.0
IV	1.5

#### 1.2.1.2. Tipo de Suelo y Parámetros de Aceleración Mapeados

En la normativa ASCE/SEI 7-16 se establecen las distintas categorías de suelo asociadas al sitio de estudio de la edificación, tales como A, B, C, D, E o F; mismas que dependen de la velocidad de propagación de onda. En la sección 20 del código mencionado se exponen las características de cada categoría de suelo y en la Tabla 20.3-1 se ubican los distintos valores asociados a cada categoría (ASCE/SEI, 2017). Para el presente estudio

se considera un tipo de suelo C, el cual corresponde a un suelo denso cuya velocidad de onda se encuentra entre 360 – 760 m/s.

Las aceleraciones del terreno se determinan por medio de los parámetros  $S_s$  y  $S_1$ , los cuales se establecen para periodos de 0.2 segundos y 1 segundo, respectivamente. Estos valores se clasifican de acuerdo al tipo de suelo y al sector donde se ubica la estructura de estudio, para lo cual la normativa ASCE/SEI 7-16, mediante la sección 11.4.2, establece valores característicos de estos parámetros según las figuras (Fig. 22-1 a Fig. 22-8). De igual manera, en la normativa se aclara la posibilidad de determinar los parámetros  $S_s$  y  $S_1$  mediante la página web oficial del Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) (ASCE/SEI, 2017).

### 1.2.1.3. Coeficientes de Sitio para el Espectro de Respuesta

Las aceleraciones empleadas en la representación del espectro de respuesta del MCE, se basan en parámetros de aceleración, modificados por coeficientes que se asocian al tipo de suelo. Estos factores se representan como ( $F_a$ ) para la aceleración en periodo corto y ( $F_v$ ) para la aceleración a periodo 1seg; valores que se obtienen de las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 del ACSE/SEI 7-16, respectivamente. Por su parte, los valores de aceleración modificados se representan como  $S_{ms}$  y  $S_{m1}$ , para periodo corto y periodo de 1seg, respectivamente (ASCE/SEI, 2017). Los valores de aceleración modificados dependen de las siguientes ecuaciones.

$$S_{ms} = F_a S_s \quad (1)$$

$$S_{m1} = F_v S_1 \quad (2)$$

Por su parte, para definir el espectro del DE se emplean parámetros equivalentes a los dos tercios de aquellos utilizados para definir el espectro del MCE; mismos que se representan mediante  $S_{ds}$  para periodo corto y  $S_{d1}$  para un periodo de 1 segundo (ASCE/SEI, 2017). Estos valores se determinan mediante las siguientes ecuaciones.

$$S_{ds} = \frac{2}{3} S_{ms} \quad (3)$$

$$S_{d1} = \frac{2}{3} S_{m1} \quad (4)$$

### 1.2.1.4. Espectro de Respuesta del Sismo de Diseño (DE)

En la sección 11.4.6 de la normativa ASCE/SEI 7-16, se establecen las distintas etapas a seguir para la obtención del espectro de respuesta (ASCE/SEI, 2017). Con ello, a través del procedimiento establecido en la normativa, se consigue el siguiente espectro de respuesta.



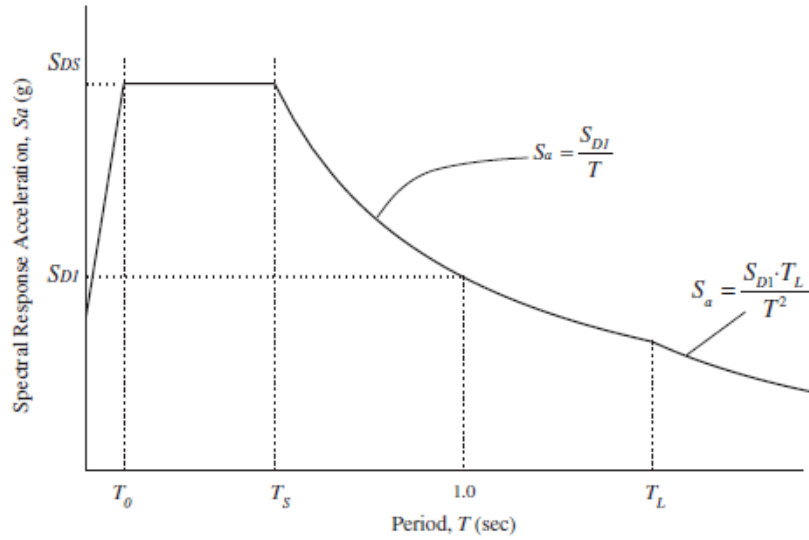


Figura 4 Espectro de Respuesta de Diseño.

Fuente: (ASCE/SEI, 2017).

De forma general, los pasos a seguir para la construcción del espectro corresponden a los siguientes:

- Para periodos inferiores a  $T_0$ , la aceleración  $S_a$  del espectro de respuesta de diseño se define con la siguiente ecuación:

$$S_a = Sds \left( 0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \quad (5)$$

- Para periodos superiores a  $T_0$  e inferiores a  $T_s$ , la aceleración  $S_a$  del espectro de respuesta de diseño corresponde al valor de  $Sds$ .
- Para periodos superiores a  $T_s$  e inferiores a  $T_L$ , la aceleración  $S_a$  del espectro de respuesta de diseño corresponde a la presente ecuación:

$$S_a = \frac{Sd1}{T} \quad (6)$$

- Para periodos superiores a  $T_L$ , la aceleración  $S_a$  del espectro de respuesta de diseño corresponde a la ecuación (7).

$$S_a = \frac{Sd1 * T_L}{T^2} \quad (7)$$

De donde:

$$T_0 = 0.2 \frac{Sd1}{Sds} \quad (8)$$

$$T_s = \frac{Sd1}{Sds} \quad (9)$$



$T_L$  = Periodo de transición en periodo largo, el cual se presenta en las Figs.22-14 a 22-17 de la normativa ASCE/SEI 7-16.

### 1.2.2. Parámetros de Aceleración de Suelo para el Espectro de Cuenca

En la sección 3 de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se establecen los parámetros de la máxima aceleración espectral para cada sector ubicado en el territorio ecuatoriano. Estos parámetros se clasifican de acuerdo al peligro sísmico que representa el sector geográfico donde se emplaza la estructura de estudio. La máxima aceleración de la normativa se representa con el Factor Z, y junto a otros parámetros se define el valor de la meseta del espectro de respuesta. En este caso, para la ciudad de Cuenca que se ubica en una región con alto peligro sísmico, el Factor Z es de 0.25g (NEC-SE-DS, 2015).

Para la elaboración del espectro de respuesta de la ciudad de Cuenca, mediante la norma estadounidense, es necesario igualar la meseta del espectro de la NEC-SE-DS con la meseta del espectro del ASCE/SEI 7-16. En la NEC, la meseta corresponde al valor del Factor Z y otros parámetros que se establecen en el código; mientras que, según la ASCE/SEI 7-16, la meseta del espectro corresponde al valor  $Sds$  (Durán N., 2017). Los valores empleados para la definición del espectro de respuesta de la ciudad de Cuenca, según la norma ASCE/SEI 7-16, se exponen en la Tabla 4.

Tabla 4 Valores empleados en la definición del espectro de respuesta ASCE 7-16.

Fuente: (Durán N., 2017).

Factor	Valor
Aceleración espectral a 0,2 segundos, $S_s$	1.211
Aceleración espectral a 1 segundo, $S_1$	0.514
Factor de Sitio para aceleración a periodo corto, 0,2 seg. $F_a$	1.000
Factor de Sitio para aceleración a periodo corto, 1 seg. $F_v$	1.300
Periodo de transición en periodo largo. $T_L$	16.000
Factor $S_{ms}$	1.211
Factor $S_{m1}$	0.668
Factor $S_{ds}$	0.807
Factor $S_{d1}$	0.445
Periodo $T_o$	0.110
Periodo $T_s$	0.551

### 1.2.3. Coeficientes del Sistema Estructural y Procedimiento de Cálculo

En la sección 12.2.1 del código ASCE/SEI 7-16, se presentan los distintos tipos de estructuras y los respectivos coeficientes empleados en el diseño sísmico. Entre los coeficientes necesarios para diseñar cada tipo de sistema estructural se encuentran el

coeficiente de modificación de respuesta ( $R$ ), el factor de sobre resistencia ( $\Omega_0$ ) y el factor de amplificación de deflexión ( $C_d$ ); cuyos valores correspondientes se establecen en la Tabla 12.2-1 de la normativa mencionada (ASCE/SEI, 2017). Para el presente estudio se diseñan pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF), los cuales poseen los coeficientes de diseño sísmico indicados en la Tabla 5. (IBC, 2012).

*Tabla 5 Coeficientes de Diseño Sísmico según el Tipo de Sistema Estructural.  
Fuente: (ASCE/SEI, 2017).*

Coeficiente	Símbolo	Valor
Coeficiente de modificación de respuesta	$R$	8
Factor de sobre resistencia	$\Omega_0$	3
Factor de amplificación de deflexión	$C_d$	5,5

En la Tabla 12.6-1 de la norma ASCE/SEI 7-16 se presentan los distintos procedimientos de diseño sísmico que pueden ser utilizados para las distintas CR. Entre los distintos métodos de diseño se encuentra el de fuerzas laterales equivalentes (FLE), análisis modal espectral (AME) y análisis tiempo-historia lineal o no lineal (ATH) (ASCE/SEI, 2017). Para el presente estudio se emplea el método AME debido a que produce resultados más precisos que el método FLE, sin embargo, este último método también se desarrolla con el objetivo de realizar una comprobación que exige la normativa, para el diseño y la obtención de los factores de escala. Adicionalmente, el método ATH lineal se emplea en la determinación de las aceleraciones de piso que actúan sobre los componentes no estructurales (CNEs).

### 1.2.3.1. Método de la Fuerza Lateral Equivalente (FLE)

En la sección 12.8 del código ASCE/SEI 7-16 se establece el procedimiento a seguir para la determinación del cortante basal con el cual se diseña cada modelo (ASCE/SEI, 2017).

#### Determinación del Periodo Fundamental

La sección 12.8.2 de la norma referencial establece que en el cálculo del periodo fundamental ( $T$ ) se deben considerar las propiedades estructurales y las características de deformación de aquellos elementos resistentes. Este valor de  $T$  no debe exceder el límite máximo del periodo calculado ( $C_u$ ). En la Tabla 12.8-1 se establecen los distintos valores de  $C_u$ , los cuales dependen del valor  $S_d1$  establecido en la Tabla 4. (ASCE/SEI, 2017).

En la sección 12.8.2.1 de la normativa estadounidense se establece el periodo fundamental aproximado ( $T_a$ ), el cual depende de la siguiente ecuación (ASCE/SEI, 2017).

$$T_a = C_T h_n^x \quad (10)$$

Donde las variables  $C_T$  y  $X$  se las obtiene de la Tabla 12.8-2 del código ASCE/SEI 7-16 y dependen del tipo de estructura que se diseña. La variable  $h_n$  corresponde a la altura total de la estructura de diseño. Los parámetros empleados en la determinación del periodo

fundamental se presentan en la Tabla 6, donde únicamente la altura de la edificación corresponde a un valor no obtenido de la normativa estadounidense.

Tabla 6 Coeficientes para la determinación del periodo fundamental de la estructura.  
Fuente: (ASCE/SEI, 2017).

Coeficiente	Símbolo	Valor
Altura de la estructura [m]	$h_n$	21.95
Coeficiente de límite superior	$C_u$	1.4
Coeficientes para determinar el periodo fundamental aproximado	$C_T$	0.0724
	$x$	0.8

Dentro del diseño sismorresistente de una estructura, se puede establecer su respectivo periodo ( $T_{COMP}$ ) mediante la utilización de algún software de análisis estructural, sin embargo, este valor puede ser muy elevado debido a la simplificación que se pudiera realizar en el modelo. Para evitar el inconveniente de un periodo elevado, la normativa estadounidense establece un límite máximo conocido como periodo modificado ( $T$ ), el cual se define con la siguiente ecuación (Durán N., 2017).

$$T = C_u T_a \quad (11)$$

En la sección 12.8.6.2 del código ASCE/SEI 7-16 se permite emplear  $T_{COMP}$  para la determinación de derivas elásticas de la estructura en lugar de  $T$ , siempre que se cumpla con la siguiente ecuación (ASCE/SEI, 2017).

$$T_{COMP} > T \quad (12)$$

#### Determinación del Coeficiente Sísmico de Respuesta ( $C_s$ ) y Cortante Basal ( $V_{FLE}$ )

En la sección 12.8.1.1 de la normativa estadounidense, se establece la expresión necesaria para el cálculo del parámetro  $C_s$ .

$$C_s = \frac{Sds}{\left(\frac{R}{F_I}\right)} \quad (13)$$

El valor de la ecuación anterior no debe ser mayor a los siguientes límites.

Para  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{Sd1}{T^2 \left(\frac{R}{F_I}\right)} \quad (14)$$

Para  $T > T_L$

$$C_s = \frac{T_L Sd1}{T^2 \left(\frac{R}{F_I}\right)} \quad (15)$$

Adicionalmente, el valor de la ecuación (13) no debe ser menor al calculado con la siguiente expresión.

$$C_s = 0.044SdsIe \geq 0.01 \quad (16)$$

Con el coeficiente sísmico determinado, mediante la ecuación 12.8-1 de la normativa, se define el valor del cortante basal (V).

$$V = C_s W \quad (17)$$

Donde, W corresponde al peso sísmico efectivo de la estructura.

### 1.2.3.2. Método del Análisis Modal Espectral (AME)

En la sección 12.9 del código ASCE/SEI 7-16 se presentan las distintas consideraciones en las cuales se basa el diseño mediante el método AME. Los distintos pasos a seguir, para el diseño mediante este proceso, se explican a continuación tomando como referencia la normativa antes mencionada (ASCE/SEI, 2017).

#### Número de Modos

El diseño de la estructura se debe realizar con un número suficiente de modos de vibración, el cual permita alcanzar una combinación de participación de masa modal igual al 100%. Sin embargo, en la normativa se permite utilizar cierto número de modos de vibración que permitan obtener, al menos, el 90% de la combinación de participación de masa modal.

#### Parámetros de Respuesta Combinada

Para el establecimiento de los distintos parámetros del diseño (desplazamientos, derivas, etc.) obtenidos del cálculo de los distintos modos de vibración, la normativa ASCE/SEI 7-16 permite emplear distintos métodos en la combinación de los resultados. Entre los métodos permitidos se encuentran el de “Raíz Cuadrada de la Suma de Cuadrados (SRSS)” y “Combinación Cuadrática Completa (CQC)”.

#### Escalamiento de Diseño para la Respuesta Combinada

El cortante basal de diseño se determina para las dos direcciones ortogonales de la estructura, en el plano horizontal, empleando el periodo fundamental (T) y la ecuación (17). El cortante basal obtenido en este método debe alcanzar el 100% del cortante basal del método FLE para que el diseño sea correcto; en caso de no cumplir este criterio, se debe escalar el espectro para alcanzar el cortante correspondiente. Con ello, se debe verificar la siguiente expresión:

Si  $V_{FLE} > V_{AME}$ , entonces.

$$FS = \frac{V_{FLE}}{V_{AME}} \quad (18)$$

Donde:

FS = Factor de escala del método AME [-].

$V_{FLE}$  = Cortante basal del método FLE [Tnf].

$V_{AME}$  = Cortante basal del método AME [Tnf].

### 1.3. Diseño por Servicio

El diseño por servicio de la estructura comprende el análisis del comportamiento de distintos sistemas estructurales y elementos, mediante la implementación de cargas por servicio (sin mayorar). Con ello, se comprueba el límite de desplazamientos, derivas laterales, vibración o cualquier otra deformación que afecte o genere incomodidad en la utilización del edificio (ASCE/SEI, 2017). Dentro de este análisis se encuentra la determinación del límite de derivas de piso, irregularidades en planta y elevación, y la determinación del efecto P-Delta. En la normativa estadounidense se presentan los distintos límites, características de configuración estructural para las irregularidades y consideraciones de cálculo para el diseño.

#### 1.3.1. Derivas de Piso

La determinación de la deriva de piso se presenta en la sección 12.8.6 del código ASCE/SEI 7-16, cuyo concepto se refiere al cociente entre la diferencia de desplazamientos en pisos consecutivos dividido para la altura de entre piso (ASCE/SEI, 2017). A continuación, se presenta un esquema que representa este concepto.

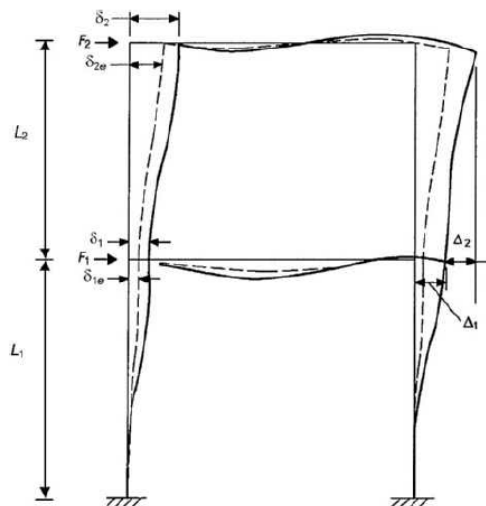


Figura 5 Determinación de la Deriva de Piso.

Fuente: (ASCE/SEI, 2017).

La deriva de piso elástica se determina mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta_{E_i} = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \quad (19)$$

Donde:

$i$  = Número de piso que se analiza.

$\Delta_E$  = Deriva elástica de piso [-].

$\delta$  = Desplazamiento de piso [cm].

$h$  = Altura de entre piso [cm].

La ecuación que gobierna la deriva inelástica para el diseño de la estructura se determina mediante la siguiente ecuación.

$$\Delta_{I_i} = \frac{Cd(\Delta_{E_i})}{I} \quad (20)$$

Donde:

$\Delta_I$  = Deriva inelástica de piso [-].

$Cd$  = Factor de amplificación de deflexión presente en la Tabla 5. [-].

$I$  = Factor de importancia sísmica de la estructura [-].

En sección 12.12 de la normativa estadounidense se establecen los límites permitidos para las derivas de piso inelásticas presentes en la estructura. Para ello, el valor de la ecuación (20) no debe ser mayor al límite de derivas ( $\Delta_a$ ) de la Tabla 12.12-1 del código, sin embargo, en esta misma sección se indica que para categorías de riesgo D a F, el valor de  $\Delta_a$  se lo debe dividir para el factor de redundancia ( $\rho$ ) (ASCE/SEI, 2017).

Tabla 7 Límite de Deriva de Piso.

Fuente: (ASCE/SEI, 2017).

Estructura	Límite de Deriva Inelástica
CR I	0,020 $h_i$
CR IV	0,010 $h_i$

El factor de redundancia ( $\rho$ ) se establece en la sección 12.3.4.2 de la normativa ASCE/SEI 7-16, el cual no tiene influencia en la presente configuración de la estructura por lo cual se adopta un valor de 1.

### 1.3.2. Irregularidades en Planta

También se la llama irregularidad horizontal y comprende un análisis de la estructura en los ejes horizontales. Las distintas irregularidades que se deben verificar se presentan en la Tabla 12.3-1 de la normativa ASCE/SEI 7-16 y en ella se emplea la categoría de riesgo sísmico que se debe considerar en el análisis de la irregularidad. Entre los distintos parámetros a verificar en la estructura se encuentra la torsión accidental, torsión accidental extrema, entrantes excesivos de esquinas, entre otras (ASCE/SEI, 2017).

### 1.3.2.1. Torsión Accidental y Torsión Accidental Extrema

La torsión accidental se determina mediante el análisis de dos esquinas perpendiculares respecto a un eje horizontal, en las cuales se analiza el desplazamiento final. La torsión accidental se presenta cuando el máximo desplazamiento de una de las esquinas es mayor a 1.2 veces el desplazamiento promedio de las esquinas. Por su parte, la torsión accidental extrema se produce cuando la diferencia entre el mayor desplazamiento de una de las esquinas y el promedio de los desplazamientos es de 1.4. En la sección 12.8.4.2 del código estadounidense se establece que la determinación de esta irregularidad se produce con la implementación de sismos con excentricidad del 5% en los dos ejes coordenados respecto al centro de masa. En la sección 12.8.4.3 de la normativa se presenta el factor de amplificación de fuerzas, en caso de no cumplir con esta irregularidad (ASCE/SEI, 2017). Para determinar si existe irregularidad torsional, se debe verificar la siguiente desigualdad.

$$F_{I_i} = \frac{\delta_{m\acute{a}x_i}}{\delta_{avg_i}} < 1.2 \quad (21)$$

Donde:

$F_I$  = Factor para verificar la irregularidad torsional [-].

$\delta_{m\acute{a}x_i}$  = Desplazamiento máximo entre dos esquinas de análisis [cm].

$\delta_{avg_i}$  = Desplazamiento promedio entre dos esquinas de análisis [cm].

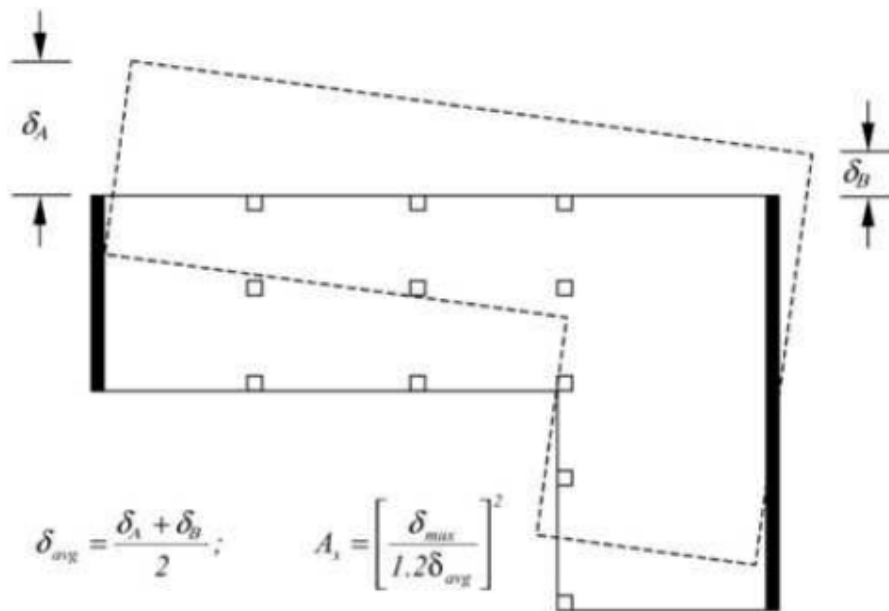


Figura 6 Esquema para Irregularidad Torsional.  
Fuente: (ASCE/SEI, 2017).

### 1.3.2.2. Entrantes Excesivos de Esquinas

Esta irregularidad se produce cuando en los dos planos de proyección existe una entrante en las esquinas de un 15% o más, en el respectivo eje coordinado (ASCE/SEI, 2017).

### 1.3.3. Irregularidades en Elevación

Este tipo de irregularidades se encuentran enlistadas en la Tabla 12.3-2 de la normativa ASCE/SEI 7-16 y en ella se establece la categoría de riesgo sísmico que se debe considerar para el análisis. Entre las distintas irregularidades se encuentran pisos flexibles, piso flexible extremo, irregularidad de peso (masa), irregularidad de geometría vertical, entre otras (ASCE/SEI, 2017).

#### 1.3.3.1. Irregularidades de Piso Flexible y Piso Flexible Extremo

La irregularidad de piso flexible se produce cuando la rigidez lateral en una planta es inferior al 70% de la rigidez de las plantas adyacentes o menor al 80% del promedio de la rigidez de todas las plantas de la estructura. Por su parte, la irregularidad de piso flexible extrema se produce cuando la rigidez en una planta es menor al 60% de las plantas continuas o menor al 70% del promedio de la rigidez de todas las plantas de la estructura (ASCE/SEI, 2017).

### 1.3.4. Efecto P-delta

En la sección 12.8.7 de la normativa ASCE/SEI 7-16 se presentan los distintos criterios para la determinación del efecto P-delta y su influencia dentro de la estructura de estudio. En el código se establece un factor  $\theta$ , el cual debe ser menor o igual a 0.1 para que este criterio no influya sobre la estructura; el factor  $\theta$  se establece mediante la siguiente ecuación.

$$\theta = \frac{P_{xx}\Delta_{I-i}I}{V_xCd} \quad (22)$$

Donde:

$P_{xx}$  = Fuerza vertical total de servicio en el piso  $i$  [Tnf].

$\Delta_I$  = Deriva inelástica de piso [-].

$I$  = Factor de importancia sísmica de la estructura [-].

$V_x$  = Fuerza cortante en el piso  $i$  [Tnf].

$Cd$  = Factor de amplificación de deflexión presente en la Tabla 5. [-].

En el código también se establece el máximo valor que tomar el factor  $\theta$ , el cual se establece de la siguiente manera.

$$\theta_{\max} = \frac{0.5}{\beta Cd} \leq 0.25 \quad (23)$$



Donde el coeficiente  $\beta$  se obtiene con la división entre la demanda de cortante y la capacidad de cortante del piso de análisis; mismo que puede tomarse igual a 1, de forma conservadora, según la norma ASCE/SEI 7-16. Cuando el valor de la ecuación (22) es mayor a 0.1 pero menor que  $\theta_{m\acute{a}x}$ , se debe emplear un coeficiente para incrementar desplazamientos y fuerzas en el análisis, a través de la siguiente ecuación (ASCE/SEI, 2017).

$$C_{\theta} = \frac{1}{1 - \theta} \quad (24)$$

## 1.4. Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

El método LRFD se basa en el control de varios estados límites, aplicables de forma local (elementos) o a la estructura en general. Los estados límites pueden clasificarse como, estados límites de servicio (ELS) asociados a las condiciones de funcionamiento de la estructura, y los estados límites de resistencia (ELU) que consideran la capacidad resistente de los elementos, como medio de seguridad estructural ante casos de daño o colapso (Crisafulli F. J., 2018). Los estados límites últimos o de resistencia que se deben controlar, se indican en la Tabla 8.

Tabla 8 Estados límites últimos.  
Fuente: Elaboración propia.

Caso	Estado Límite Último (ELU)
Elementos en tracción	Fluencia en el área bruta.
	Rotura en el área neta.
Elementos en compresión	Pandeo flexional.
	Pandeo torsional o flexo – torsional
	Pandeo local.
Elementos flexionados (Momento Flector M y Corte V)	Fluencia (Momento plástico).
	Fluencia del ala traccionada.
	Fluencia del ala comprimida.
	Pandeo lateral torsional.
	Pandeo local del alma.
	Pandeo local del ala.
	Fluencia por corte.
	Pandeo local del alma por corte.

El análisis de los estados límites ELU se realiza a través de la comparación entre la máxima respuesta de las combinaciones de carga solicitantes (demanda) y la resistencia nominal en dicho estado límite (capacidad).

### 1.4.1. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga permiten establecer la demanda requerida ( $R_u$ ) en los distintos tipos de elementos estructurales que componen una edificación. De forma genérica, estas combinaciones se pueden representar mediante la siguiente ecuación.

$$R_U = \sum \lambda_i * Q_i \quad (25)$$

Donde,  $\lambda_i * Q_i$  representa los distintos estados de carga y sus respectivos factores.

En la sección 2.3 de la normativa ASCE/SEI 7-16 se establece distintos grupos de combinaciones, según el tipo de elemento estructural. Así, para elementos del sistema resistente a cargas de gravedad se aplican las siguientes combinaciones básicas (ASCE/SEI, 2017).

$$1) 1.4 D \quad (26)$$

$$2) 1.2 D + 1.6 L + 0.5 L_r \quad (27)$$

$$3) 0.9 D \quad (28)$$

Por otra parte, para los elementos que forman parte del sistema sismorresistente se considera la acción de la carga sísmica, empleando las siguientes combinaciones.

$$1) 1.2 D \pm 1.0 E + 1.0 L \quad (29)$$

$$2) 0.9 D \pm 1.0 E \quad (30)$$

Aquellos elementos del sistema sismorresistente, se deben clasificar en grupos de elementos controlados por deformación (ECD) o componentes dúctiles, y elementos controlados por fuerza (ECF) o componentes frágiles.

En la sección 12.4.2 de la norma ASCE/SEI 7-16 se define a la carga sísmica (E) como la sumatoria de la carga sísmica horizontal ( $E_h$ ) y carga sísmica vertical ( $E_v$ ).

$$E = E_h + E_v \quad (31)$$

Donde:

$$E_h = \rho * Q_E \quad (32)$$

$$E_v = 0.2 * Sds \quad (33)$$

Las expresiones anteriores emplean el factor de redundancia ( $\rho$ ), aceleración espectral de diseño para periodos cortos ( $Sds$ ) y el cortante basal ( $Q_E$ ). En los elementos ECD se emplea las combinaciones indicadas en las ecuaciones (29) y (30); mientras que los elementos ECF se amplifica el valor de la carga sísmica de dichas combinaciones, con el factor de sobre resistencia ( $\Omega_0$ ).

### 1.4.2. Diseño de Elementos a Compresión

El capítulo E de la norma ANSI/AISC 360-16 presenta expresiones para el diseño por fuerzas de compresión, cuya ecuación principal corresponde a la (34) (ANSI/AISC, 2016).

$$P_U \leq \phi_C * P_N \quad \text{Con: } \phi_C = 0.90 \quad (34)$$

La demanda última a compresión ( $P_U$ ) se obtiene del análisis estructural bajo las combinaciones de carga correspondientes; mientras que la capacidad resistente a compresión ( $P_N$ ) se define mediante la siguiente expresión.

$$P_N = F_{CR} * A_g \quad (35)$$

$$\text{Para: } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{CR} = \left(0.658^{\frac{F_y}{E}}\right) * F_y \quad (36)$$

$$\text{Para: } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad F_{CR} = 0.877 * F_e \quad y \quad F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (37)$$

Donde:

$F_{CR}$  = Esfuerzo crítico [kgf/cm<sup>2</sup>].

$A_g$  = Área bruta de la sección [cm<sup>2</sup>].

$L_c$  = Longitud efectiva del elemento [cm].

$r$  = Radio de giro de la sección [cm].

$F_e$  = Esfuerzo de pandeo elástico [kgf/cm<sup>2</sup>].

$E$  = Módulo de elasticidad del acero [kgf/cm<sup>2</sup>].

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero [kgf / cm<sup>2</sup>].

### 1.4.3. Diseño de Elementos a Flexión

El capítulo F de la norma ANSI/AISC 360-16 presenta las expresiones para el diseño por flexión, cuya ecuación general corresponde a (38) (ANSI/AISC, 2016).

$$M_U \leq \phi_b * M_N \quad \text{Con: } \phi_b = 0.90 \quad (38)$$

La demanda última a flexión ( $M_U$ ) se obtiene del análisis estructural bajo las combinaciones de carga correspondientes; mientras que la capacidad resistente a flexión ( $M_N$ ), para canales y secciones W, se define mediante las siguientes expresiones.

$$L_r = 1.95 * r_{ts} \frac{E}{0.7 F_y} \sqrt{\frac{J * c}{S_x * h_o} + \sqrt{\left(\frac{J * c}{S_x * h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7 F_y}{E}\right)^2}} \quad (39)$$

$$L_p = 1.76 * r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (40)$$

$$\text{Para: } L_b \leq L_p \quad M_N = M_p = F_y * Z_x \quad (41)$$

$$\text{Para: } L_p < L_b \leq L_r \quad M_N = C_b * \left[ M_P - (M_P - 0.7F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_P \quad (42)$$

$$\text{Para: } L_b > L_r \quad M_N = F_{CR} * S_x \leq M_P \quad (43)$$

$$\text{Con:} \quad F_{CR} = \frac{C_b * \pi^2 * E}{\left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J * c}{S_x * h_o} \left( \frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (44)$$

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{\sqrt{I_y * C_w}}{S_x}} \quad (45)$$

Donde:

$F_{CR}$  = Esfuerzo crítico [kgf/cm<sup>2</sup>].

$L_p$  = Longitud límite entre soportes laterales, para el estado límite de fluencia [cm].

$L_r$  = Longitud límite entre soportes laterales, para el estado límite de pandeo lateral torsional inelástico [cm].

$L_b$  = Longitud libre entre puntos con soportes laterales [cm].

$M_P$  = Momento plástico de la sección [kgf \* cm].

$C_b$  = Factor de modificación del pandeo lateral-torsional.

$C_w$  = Constante de 0.25( $I_y$ \* $h_o$ <sup>2</sup>) para perfiles W.

$c$  = Constante igual a 1.0 para perfiles W.

$h_o$  = Distancia entre centroides del ala [cm].

$J$  = Constante torsional [cm<sup>4</sup>].

$r_{ts}$  = Radio de giro del ala [cm].

$S_x$  = Módulo elástico de sección, alrededor del eje X [cm<sup>3</sup>].

$Z_x$  = Módulo plástico de sección, alrededor del eje X [cm<sup>3</sup>].

#### 1.4.4. Diseño por Fuerza Cortante en los Elementos

El capítulo G de la norma ANSI/AISC 360-16 presenta las expresiones para el diseño por corte, cuya ecuación general corresponde a (46) (ANSI/AISC, 2016).

$$V_U \leq \phi_v * V_N \quad \text{Con: } \phi_v = 0.90 \quad (46)$$

$\phi_v = 1.0$ , para canales y perfiles W sin acción del campo de tensión

La demanda última a corte ( $V_U$ ) se obtiene del análisis estructural bajo las combinaciones de carga correspondientes; mientras que la capacidad resistente a corte ( $V_N$ ), para el alma de canales y secciones W, se define con las siguientes expresiones.

$$V_N = 0.6 * F_y * A_w * C_{V1} \quad (47)$$

$$\text{Para: } \frac{h}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad C_{V1} = 1.0 \quad (48)$$

$$\text{Para: } \frac{h}{t_w} \leq 1.10 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad C_{V1} = 1.0 \quad (49)$$

$$\text{Para: } \frac{h}{t_w} > 1.10 \sqrt{\frac{K_v * E}{F_y}} \quad C_{V1} = \frac{1.10 \sqrt{K_v * E / F_y}}{h / t_w} \quad (50)$$

$$\text{En almas no rigidizadas} \quad K_v = 5.34 \text{ (o cuando } a/h > 3.0) \quad (51)$$

$$\text{En almas rigidizadas} \quad K_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (52)$$

Donde:

$A_w$  = Área del alma ( $d * t_w$ ) [ $\text{cm}^2$ ].

$C_{V1}$  = Coeficiente de fuerza cortante.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero [ $\text{kgf} / \text{cm}^2$ ].

$a$  = Distancia libre entre rigidizadores transversales [ $\text{cm}$ ].

$h$  = Distancia libre entre las alas, menos el radio de corte [ $\text{cm}$ ].

$t_w$  = Espesor del alma [ $\text{cm}$ ].

$K_v$  = Coeficiente de pandeo por corte.

#### 1.4.5. Diseño por Flexo Compresión en Elementos

El capítulo H de la norma ANSI/AISC 360-16 presenta las expresiones para el diseño por fuerzas combinadas, entre las que se considera la combinación de carga axial y momentos flectores (flexo compresión), cuya ecuación general corresponde a (53) y (54) (ANSI/AISC, 2016).

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \quad \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (53)$$

$$\text{Para } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \quad \frac{P_r}{2 * P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (54)$$

Donde:

$P_r$  = Carga axial requerida (demanda) [ $\text{kgf}$ ].

$P_c$  = Carga axial  $\phi_c P_N$  resistente (capacidad reducida) [ $\text{kgf}$ ].

$M_r$  = Carga de flexión o momento solicitado (demanda) [ $\text{kgf} * \text{cm}$ ].

$M_c$  = Carga de flexión o momento  $\phi_b M_N$  resistente (capacidad reducida) [ $\text{kgf} * \text{cm}$ ].

$x$  = Índice de eje fuerte o de mayor capacidad a flexión.

$y$  = Índice de eje débil o de menor capacidad a flexión.

La expresión anterior aplica para el diseño de miembros sometidos a estos dos tipos de fuerzas, como es el caso de columnas pertenecientes al sistema sismorresistente.

## 1.5. Diseño por Capacidad

La filosofía del diseño por capacidad, surge en Nueva Zelanda como medio para obtener una respuesta dúctil en las estructuras, a través de la formación de un mecanismo de deformación plástica que controla la presencia de fallas frágiles. Por ello, se seleccionan ciertos elementos del sistema sismorresistente, que son los encargados de disipar energía generada durante eventos sísmicos, a través de zonas críticas denominadas “rótulas plásticas”; también conocidos como elementos controlados por deformación (ECD). Por otra parte, el resto de componentes de la estructura se catalogan como elementos controlados por fuerza (ECF), y deben contar con una resistencia mayor a la presentada en las zonas de plastificación, para evitar que incursionen en el rango inelástico frente a la acción sísmica. (Crisafulli F. J., 2018).

Por lo general, aquellos elementos designados como ECD corresponden a vigas del sistema sismorresistente, mientras que los elementos ECF incluyen a las columnas resistentes a cargas laterales.

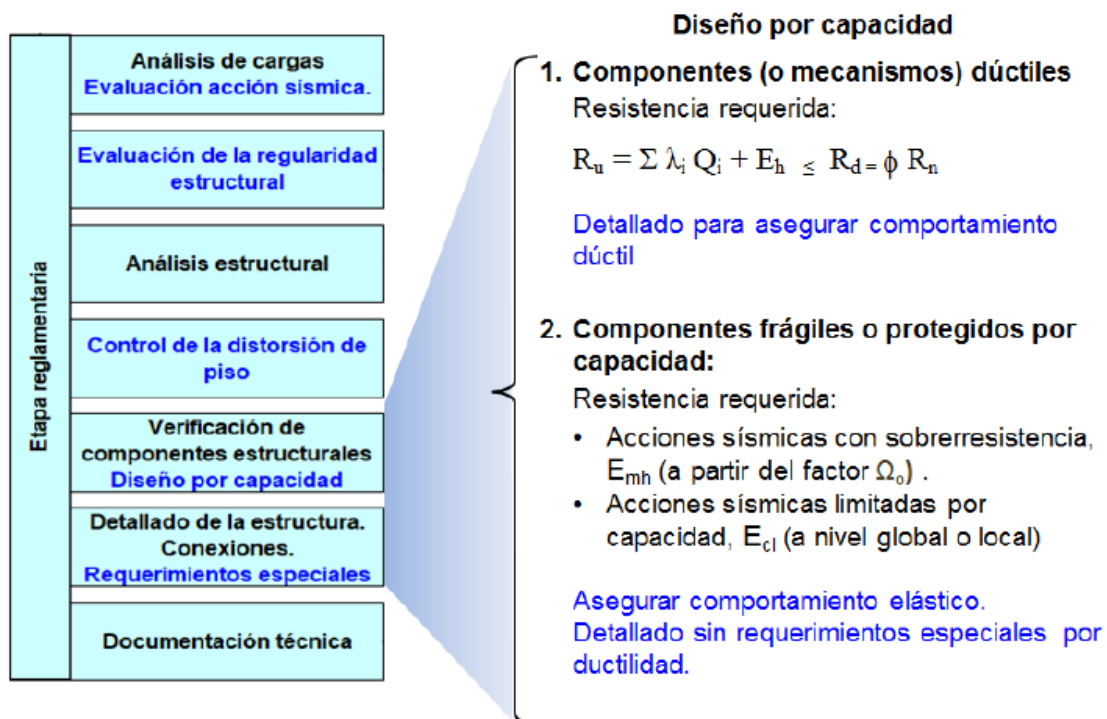


Figura 7 Metodología del Diseño Sísmico y Diseño por Capacidad.

Fuente: (Crisafulli, F. J., 2018).

### 1.5.1. Criterio de Columna Fuerte – Viga Débil

El criterio columna fuerte – viga débil implica la evaluación de los momentos máximos probables de vigas y columnas, los cuales concurren en una misma junta de la estructura. Para pórticos especiales de acero, la sección E3.4 de la norma ANSI/AISC 341-16 (2016) presenta la siguiente expresión.

$$\frac{\sum M_{PC}}{\sum M_{pb}} > 1.0 \quad (55)$$

Donde:

$\sum M_{PC}$  = Sumatoria de la capacidad plástica nominal de las columnas que concurren al nodo.

$\sum M_{pb}$  = Sumatoria de la capacidad plástica nominal de las vigas que concurren al nodo.

La prevalencia del criterio columna fuerte – viga débil implica que la plastificación se produzca en los extremos de las vigas sismorresistentes en lugar de las columnas, exceptuando el extremo inferior de las columnas base del pórtico. Es necesario que la rotación inelástica por flexión se desarrolle en las vigas en lugar de las columnas, para evitar los mecanismos de piso débil que pueden comprometer la estabilidad global de la estructura, tal como se indica en la Figura 8.

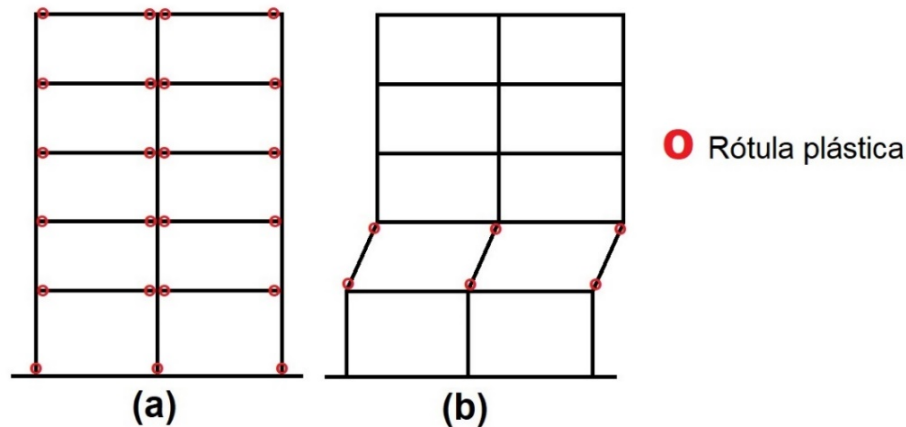


Figura 8 Mecanismo de falla en estructuras.  
Nota: (a) Mecanismo deseable. (b) Mecanismo indeseable.  
Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, la normativa define la capacidad nominal esperada a flexión de vigas ( $M_{pb}$ ) y columnas ( $M_{pc}$ ) con las siguientes expresiones.

$$M_{pb} = M_{pr} + \alpha_s M_v \quad (56)$$

$$M_{pc} = Z_c * \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s P_r}{A_g} \right) \quad (57)$$

Donde:

$Z_c$  = Módulo plástico de la sección de columna [ $\text{cm}^3$ ].

$P_r$  = Carga Axial de Compresión requerida en columnas [kgf].

$M_v$  = Momento adicional debido a la fuerza cortante, desde la zona de rótula plástica al eje central de la columna [kgf\*cm].

$M_{pr}$  = Máximo momento probable en la zona de rótula plástica [kgf\*cm].

$\alpha_s$  = Factor de ajuste LRFD igual a 1.0.

$A_g$  = Área bruta de la sección de columna [cm<sup>2</sup>].

$F_{yc}$  = Esfuerzo mínimo de fluencia del acero [kgf/cm<sup>2</sup>].

### 1.5.2. Conexión Precalificada de Viga Reducida (RBS)

Las especificaciones para la conexión precalificada de viga reducida, en pórticos especiales de acero resistentes a momento, se obtienen del capítulo 5 de la norma ANSI/AISC 358-16. En este tipo de conexión se realizan cortes en las alas de la viga, en cierto punto extremo, con el fin de facilitar la cedencia y formación de la rótula plástica en dicha zona, como se presenta en la Figura 9. (ANSI/AISC, 2016).

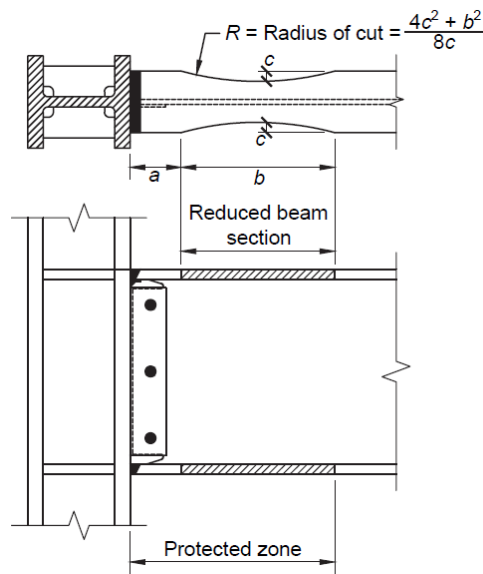


Figura 9 Conexión de Sección de Viga Reducida (RBS).

Fuente: (ANSI/AISC, 2016)

La sección 5.8 de la norma ANSI/AISC 358-16 define la ubicación y geometría del corte con expresiones para “a”, “b” y “c”, que limitan la concentración de tensiones en aquella zona (ANSI/AISC, 2016).

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (58)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (59)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (60)$$

### 1.5.3. Control de Pandeo Local en Vigas y Columnas

En los elementos estructurales sometidos a fuerzas de compresión, se debe cumplir la condición de “Miembros de Alta Ductilidad” acorde a la sección D1.1 de la norma ANSI/AISC 341-16. Las tablas en esta sección de la normativa presentan límites para la



esbeltez ( $\lambda$ ) de distintos perfiles de acero, con el fin de limitar el pandeo local de las almas y alas, controlando la incursión en el rango inelástico (ANSI/AISC, 2016).

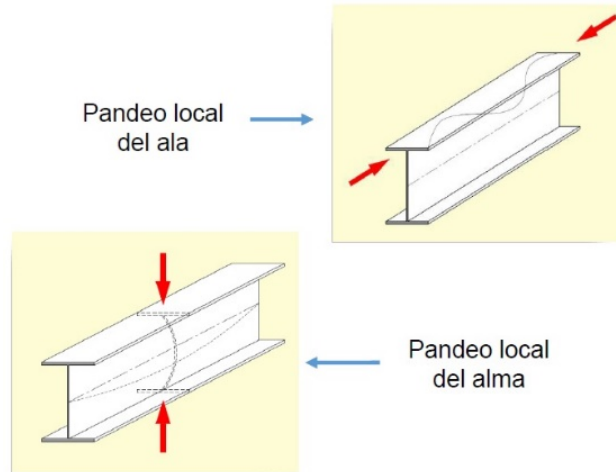
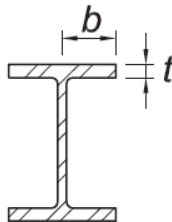


Figura 10 Pandeo Local en Perfiles de Acero Tipo W.  
Fuente: (COINESED, 2017).

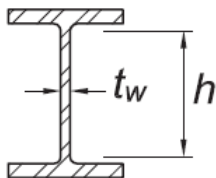
#### Perfil W

Elementos: Columnas y vigas (Alta ductilidad –  $\lambda_{hd}$ )



Alas de perfil W (no rigidizado)

$$\text{Esbeltez: } \lambda = \frac{b}{t} \leq 0.32 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (61)$$



Alma de perfil W (rigidizado)

Para  $C_a \leq 0.114$ :

$$\text{Esbeltez: } \lambda = \frac{h}{t_w} \leq 2.57 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (1 - 1.04 C_a) \quad (62)$$

Para  $C_a > 0.114$ :

$$\text{Esbeltez: } \lambda = \frac{h}{t_w} \leq 0.88 * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} * (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (63)$$

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c * P_y}$$

### 1.5.4. Control de Pandeo Lateral Torsional

Las vigas deben disponerse de forma que cumplan con la condición de “Miembros de Alta Ductilidad” acorde a la sección D1.2 de la norma ANSI/AISC 341-16. En esta sección de la normativa se establece una longitud máxima permitida ( $L_b$ ) entre cada soporte lateral, que se define a través de la siguiente expresión (ANSI/AISC, 2016).

$$L_b \leq 0.095 * r_y * \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} \quad (64)$$

Donde:

$r_y$  = Radio de giro en la dirección Y [cm].

$E$  = Módulo de elasticidad [kgf/cm<sup>2</sup>].

$R_y$  = Relación entre el esfuerzo de fluencia esperado y esfuerzo de fluencia mínimo.

$F_y$  = Esfuerzo de fluencia mínimo. [kgf/cm<sup>2</sup>].

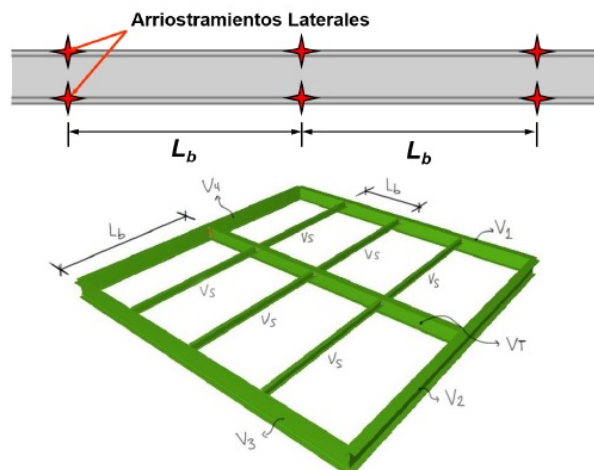


Figura 11 Control de Arriostramiento Lateral en Vigas.  
Fuente: (COINESED, 2017).

## 1.6. Componentes no Estructurales (CNEs)

Con el paso del tiempo se ha desarrollado y mejorado los distintos códigos de diseño sísmico, empleando metodologías que favorezcan la implementación de estructuras más seguras. Sin embargo, desde hace un par de años, también se busca mejorar el desempeño de los CNEs, debido a que estos representan altos costos, que muchas veces pueden superar el costo de construcción de la estructura, principalmente en aquellas estructuras denominadas como esenciales. Por tal motivo, en normativas como la ASCE/SEI 7-16 se establece un criterio de diseño que permite verificar el comportamiento de estos elementos en presencia de la carga sísmica (Flores S., 2017; Pino G., 2010).

Los CNEs son elementos secundarios presentes en una estructura, los cuales se encuentran en el piso, techo y muro de una planta de la edificación que dependen de sus propias características para soportar las fuerzas sísmicas (Pino G., 2010). Estos elementos se dividen en dos tipos; el primero se caracteriza por la vulnerabilidad a las aceleraciones de piso y el segundo tipo posee una vulnerabilidad a las derivas de piso. Los CNEs vulnerables a las aceleraciones de piso se estudian en el presente documento; siendo aquellos que presentan variaciones en su desempeño debido a las aceleraciones del suelo provocadas por el sismo de diseño. Este tipo de CNE se divide en dos tipos de acuerdo al periodo de vibración que lo afecta, entre ellos se encuentran los CNEs rígidos y CNEs flexibles. Para cada tipo de CNE existe una metodología propia de diseño, representada por el Peak Floor Acceleration (PFA) y Floor Response Spectrum (FRS), respectivamente (Flores S., 2017; Lasso & Vázquez, 2018).

Entre las características más relevantes que poseen los CNEs se encuentra la dependencia que tienen respecto al comportamiento dinámico de la estructura como a la excitación basal de la misma. Adicionalmente, el accionar de los CNEs tiene una gran relación respecto a la ubicación donde estos se encuentran en la edificación de estudio, es decir, que poseen un distinto comportamiento dependiendo del piso en el que se ubican. La mayoría de estos elementos son elaborados mediante materiales sensibles a pequeñas vibraciones y no se diseñan para resistir fuerzas externas (Pino G., 2010).

### 1.6.1. Diseño mediante la Norma ASCE/SEI 7-16

En la sección 13.3.1 de la normativa ASCE/SEI 7-16 se establece la ecuación con la que se cuantifica la demanda de aceleración sobre los CNEs, tanto rígidos como flexibles. En esta ecuación se determina la fuerza de diseño horizontal a la cual estarán sometidos estos elementos (ASCE/SEI, 2017). La mencionada ecuación, se presenta a continuación.

$$F_p = \frac{0.4a_p Sds W_p}{\frac{R_p}{I_p}} \left( 1 + \frac{2z}{h} \right) \quad (65)$$

Donde:

$F_p$  = Fuerza de diseño horizontal de CNE.

$a_p$  = Factor de amplificación de CNE.

$Sds$  = Aceleración espectral para periodo corto.

$W_p$  = Peso de CNE.

$R_p$  = Factor de modificación de CNE.

$I_p$  = Factor de importancia de CNE.

$z/h$  = Altura relativa entre la planta de ubicación de CNE y la altura total de la estructura.

El valor de  $a_p$  se presenta en la Tabla 13.5-1 de la norma estadounidense, en la cual se establece una serie de valores, empleando un valor de 1 para un CNE rígido y un valor de 2.5 para un CNE flexible.

El valor de  $W_p$  se establece como unitario para la realización del presente análisis en los dos modelos de estudio y en las dos clases de CNEs analizadas.

El valor de  $R_p$  se presenta en la Tabla 13.5-1 de la norma estadounidense, en ella se establece una serie de valores, de los cuales se emplea un valor de 1 para amplificar la respuesta de la fuerza de diseño para CNE.

El valor de  $I_p$  se establece en la sección 13.1.3 de la norma estadounidense, en ella se emplea un valor de 1 para CR I y como 1.5 para CR IV, tal como se presentan los valores del (I) para los dos modelos de estudio.

Los valores de la ecuación (65) deben ser mayores a la siguiente ecuación.

$$F_p = 1.65SdsI_pW_p \quad (66)$$

Además, los valores de la ecuación (65) deben ser menores a la siguiente ecuación.

$$F_p = 0.3SdsI_pW_p \quad (67)$$

## 1.6.2. Análisis Tiempo-Historia (ATH)

En la sección 13.3.1.4 de la normativa ASCE/SEI 7-16 se establecen distintos métodos de análisis dinámico para el diseño de CNEs sensibles a las aceleraciones de piso, entre los cuales se encuentra el ATH lineal. Para este procedimiento se requiere la implementación de al menos siete registros sísmicos en cada dirección horizontal del análisis. Para el diseño de los CNEs se procede a establecer un espectro promedio de los distintos registros analizados, mismo que debe encontrarse por encima del espectro de respuesta establecido en la normativa dentro de los periodos  $0.2T$  a  $2.0T$  (ASCE/SEI, 2017).

### 1.6.2.1. Registros Sísmicos (Acelerogramas)

Los registros sísmicos empleados en la investigación representan sismos que fueron captados mediante acelerogramas, en el instante en que estos estaban actuando sobre un determinado sector. El documento FEMA P-695 (2009), posee una recopilación de datos de varios sismos, de los cuales se toma un total de 11 registros para el presente estudio. Así, los registros sísmicos seleccionados se presentan en la siguiente tabla.

*Tabla 9 Registros sísmicos utilizados en la investigación.  
Fuente: Elaboración propia.*

No.	Sismo	PGA [g]	
		Registro X	Registro Y
1	Chi Chi - TCU	0.474	0.512
2	Friuli - Tolmezzo	0.351	0.315
3	Northridge - BH	0.416	0.516
4	Northridge - CC	0.410	0.482
5	Duzce - Bolu	0.728	0.822
6	Hector - Hector	0.266	0.337
7	Imperial Valley - Delta	0.238	0.351
8	Kobe - Nishi Akashi	0.509	0.503
9	Kobe - Shin Osaka	0.243	0.212
10	Superstition Hills - Poe	0.446	0.300
11	San Fernando - LA	0.174	0.210

### 1.6.2.2. Aceleraciones de Piso y Ecuación de Movimiento

La importancia de determinar las aceleraciones de piso radica en que estas representan el comportamiento dinámico que sufre la estructura de estudio, frente a la acción sísmica. Este comportamiento afecta a todos los elementos que se ubican en cada piso, perturbando el desempeño de los CNEs (Lasso & Vázquez, 2018).

Para la determinación de las aceleraciones de piso se requiere implementar la ecuación de movimiento (Segunda Ley de Newton) en la estructura de análisis. Esta ecuación se emplea en estructuras idealizadas como pórticos de un grado de libertad (GDL) o múltiples grados de libertad (MGDL) dinámicos, con los cuales se establece el desplazamiento, velocidad y aceleración relativo que sufre cada GDL frente a una acción sísmica. El sistema idealizado debe poseer una masa en cada nivel de la estructura, lo que permite entender el concepto de GDL dinámico, el cual corresponde al desplazamiento de la masa. Adicionalmente, este sistema debe poseer un amortiguador viscoso para la disipación de la energía (Chopra, 2014). El pórtico idealizado para el análisis se presenta en la Figura 12.

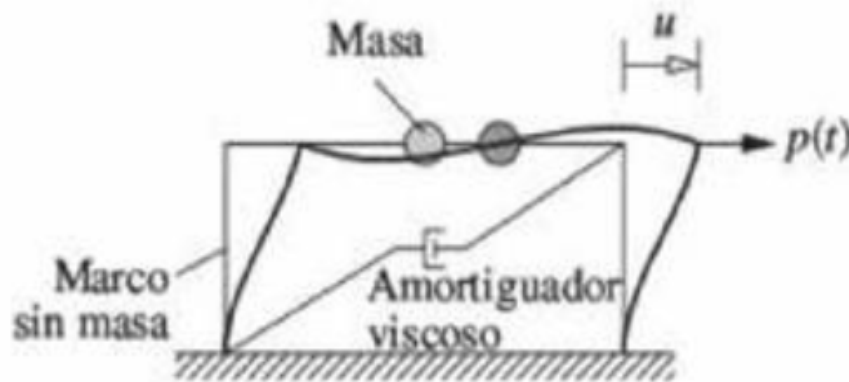


Figura 12 Sistema idealizado del pórtico de estudio.  
Fuente: (Chopra, 2014).

La ecuación de movimiento para MGDL corresponde a la siguiente.

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = -M\ddot{u}_g(t) \quad (68)$$

Donde:

M = Matriz de masas.

C = Matriz de amortiguamiento viscoso.

K = Matriz de rigidez de la estructura de MGD.

$\ddot{u}(t)$ ,  $\dot{u}(t)$ ,  $u(t)$  = Aceleración, velocidad y desplazamiento relativo de la estructura.

$\ddot{u}_g(t)$  = Aceleración del suelo.

Para el cálculo de la ecuación (68) se debe emplear métodos numéricos debido a la variación arbitraria que posee la aceleración del suelo en los registros sísmicos. Para lo cual, se requiere la utilización de software de programación como el caso de MATLAB. El

método empleado en el presente estudio corresponde a Interpolación de Carga, el cual se encuentra explicado en la sección 1.6.2.3 del presente documento.

Como se había mencionado anteriormente, para la determinación del comportamiento de CNEs rígidos y flexibles se requiere implementar los métodos PFA y FRS respectivamente; para ello es necesario conocer las aceleraciones totales de piso, mismas que afectan a estos componentes. Las aceleraciones totales de piso se las obtiene mediante la adición de las aceleraciones del suelo a las aceleraciones relativas de la estructura (Lasso & Vázquez, 2018). Para ello, se requiere implementar la siguiente ecuación.

$$\ddot{u}_T(t) = \ddot{u}(t) + \ddot{u}_g(t) \quad (69)$$

Donde:

$\ddot{u}_T(t)$  = Aceleración total del piso.

$\ddot{u}(t)$  = Aceleración, relativa de la estructura.

$\ddot{u}_g(t)$  = Aceleración del suelo.

### 1.6.2.3. Método de Interpolación de Carga

Este método es muy eficiente para sistemas lineales debido a la interpolación de la excitación en intervalos de tiempo pequeños, desarrollando una respuesta exacta. La carga se discretiza mediante impulsos en cada intervalo de tiempo y requiere la implementación de condiciones iniciales para generar la solución. En la Figura 13 se muestra un esquema de la función excitada, la cual se define mediante la ecuación (70) (Chopra, 2014).

$$p(\tau) = p_i + \frac{\Delta p_i}{\Delta t_i} \tau \quad (70)$$

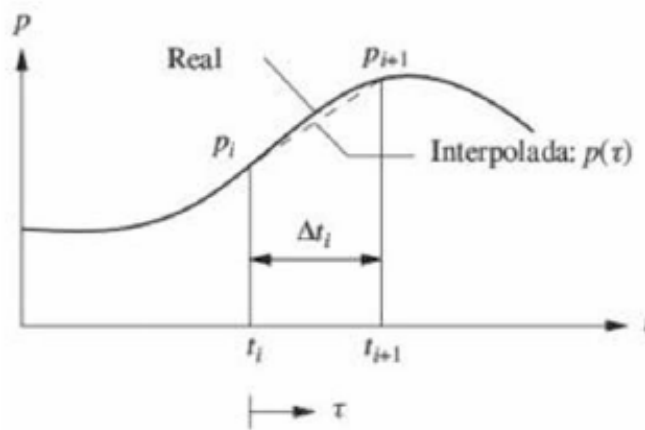


Figura 13 Representación de la función excitada.

Fuente: (Chopra, 2014).

Adicionalmente, para la resolución de este método numérico, Chopra (2014) presenta mediante la Tabla 5.2.1 las constantes A, B, C, D, A', B', C' y D'; mismas que facilitan la obtención de la respuesta final, a través de este método.

### 1.6.3. CNEs Rígidos

Este tipo de elementos poseen periodos de vibración menores a 0.06 segundos. El método empleado para la determinación del comportamiento de estos CNEs corresponde al PFA (Lasso & Vázquez, 2018; Pino G., 2010).

#### 1.6.3.1. Método Peak Floor Acceleration (PFA)

El método PFA representa las máximas aceleraciones totales de piso establecidos en una planta determinada de la edificación. Este valor corresponde a la demanda de aceleración que poseen los CNEs rígidos en un piso determinado y su resultado se establece como valor absoluto de la respuesta de aceleraciones (Flores et al., 2015; Lasso & Vázquez, 2018). Para la obtención del PFA se requiere realizar el ATH para los distintos registros sísmicos y con ello se obtienen varias aceleraciones totales, tal como en la sección 1.6.2. Los resultados presentados corresponden al promedio de las respuestas de PFA para los distintos registros, normalizada para el valor de la máxima aceleración del suelo (PGA) (Flores S., 2017).

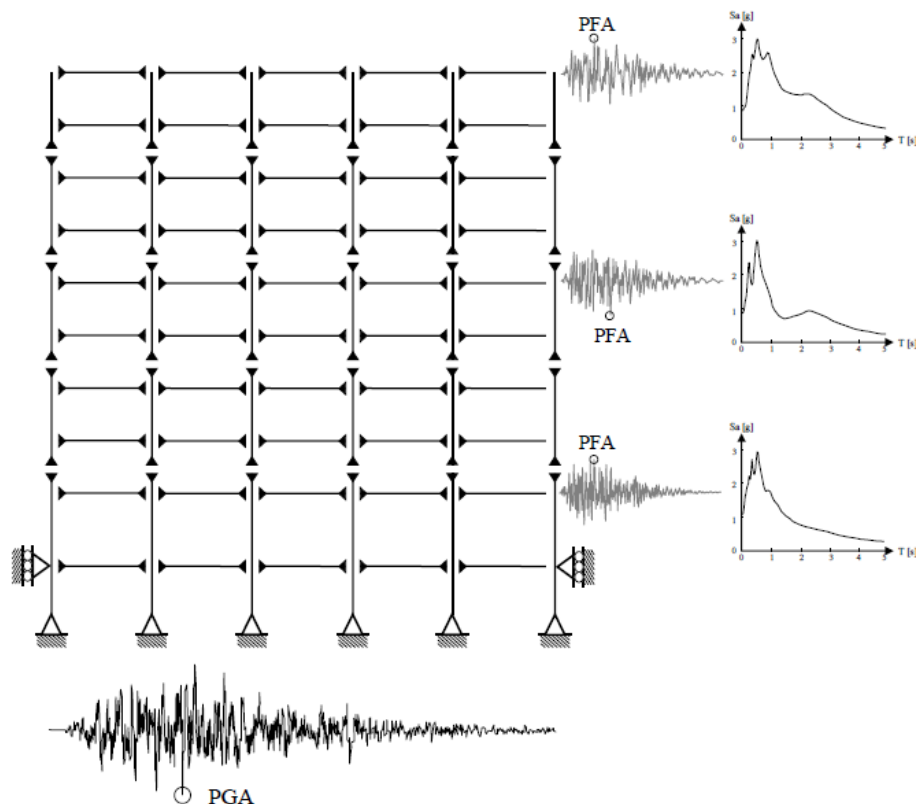


Figura 14 Esquema de realización del método PFA.

Fuente: (Pino G., 2010).

### 1.6.4. CNEs Flexibles

Este tipo de elementos poseen periodos de vibración mayores a 0.06 segundos. El método empleado para la obtención de demandas de aceleración para estos CNEs corresponde al FRS (Lasso & Vázquez, 2018).

#### 1.6.4.1. Método Floor Response Spectrum (FRS)

El método FRS representa el análisis de las máximas aceleraciones espectrales de piso mediante un ATH para cada uno de los pisos de la estructura de estudio. Esta metodología representa espectros de pseudo aceleración, los cuales se obtienen mediante la utilización de las aceleraciones totales de piso calculadas para cada registro sísmico en la sección 1.6.2 (Flores S., 2017; Pino G., 2010). Para la aplicación del método, se analiza cada piso por separado empleando sus respectivas aceleraciones totales, obtenidas para cada registro y un amortiguamiento del 2% (Kehoe & Hachem, 2003). Los resultados del método FRS se representan mediante el promedio de los distintas respuestas de pseudo aceleración (Flores et al., 2015).

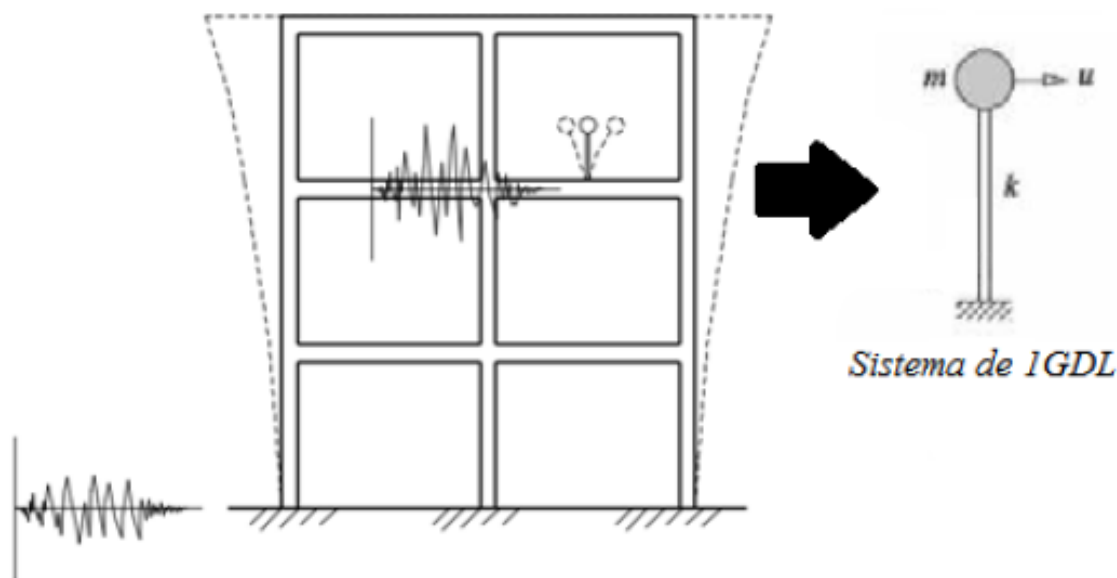


Figura 15 Esquema de modelamiento para CNEs flexibles.  
Fuente: (Lasso & Vázquez, 2018).

Para la resolución del método FRS se considera un sistema de 1 GDL dinámico, empleado en un ATH. Para este análisis se establece que la excitación del sistema proviene de la aceleración total de piso obtenida en la sección 1.6.2. Por ello la ecuación de movimiento se modifica generando la ecuación (71) (Lasso & Vázquez, 2018).

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_T(t) \quad (71)$$



Donde:

$m$  = Masa del CNE flexible.

$c$  = Constante de amortiguamiento viscoso. Se determina con una razón de amortiguamiento del 2%.

$k$  = Rigidez de CNE flexible.

$\ddot{u}(t)$ ,  $\dot{u}(t)$ ,  $u(t)$  = Aceleración, velocidad y desplazamiento relativo del CNE flexible.

$\ddot{u}_T(t)$  = Aceleración total de piso.

La ecuación (71) se la resuelve mediante el método de Interpolación de Carga, tal como se indica en la sección 1.6.2.3. El resultado obtenido del método numérico representa el espectro de pseudo aceleración para el CNE, establecido entre un rango de periodos de vibración.

### Amortiguamiento

En la normativa ASCE/SEI 7-16 se presenta el valor de amortiguamiento que se debe implementar para el diseño de un CNE y de los distintos elementos estructurales. Para el CNE se debe implementar el valor del 2%; por otra parte, para los elementos estructurales se debe emplear el valor del 5% según lo establecido en el código. La diferencia entre los dos valores radica en la importancia y capacidad de disipación de energía que posee cada elemento del diseño. Según Chopra (2012), los valores más bajos de amortiguamiento se emplean en el diseño de un elemento esencial; es decir, en aquel elemento que debe ser diseñado de manera más conservadora. Por otra parte, el valor más elevado de amortiguamiento se emplea en elementos con mayor capacidad para disipación de energía.

El amortiguamiento muestra un comportamiento idealizado de disipación de energía que se produce en una estructura. Este comportamiento genera una reducción en la amplitud de onda que se produce durante un evento sísmico, por lo cual se debe establecer una fuerza de amortiguamiento. La misma depende de la constante de amortiguamiento ( $c$ ) y la velocidad relativa ( $c\dot{u}(t)$ ). Por otra parte, el valor de ( $c$ ) establece la medida de disipación de energía que se produce; este valor depende de la fracción de amortiguamiento (puede ser del 2%, 5%, etc.), de la masa y del periodo natural de vibración de la estructura (Chopra, 2012). La ecuación que establece la constante de amortiguamiento es la siguiente.

$$c = 2m\xi w_n \quad (72)$$

Donde:

$c$  = Constante de amortiguamiento viscoso.

$m$  = Masa.

$\xi$  = Fracción de amortiguamiento. 2% para CNE y 5% para elemento estructural.

$w_n$  = Frecuencia natural de vibración.

## **1.7. Software de Diseño**

Para la presente investigación se emplean dos softwares de diseño, necesarios para el planteamiento y desarrollo de los modelos de estudio. Entre ellos se encuentran el software ETABS empleado en el diseño de la estructura, pues permite construir los modelos y aplicar las cargas sísmicas. Adicionalmente, se requiere del software MATLAB para la elaboración del algoritmo necesario para la aplicación del método de interpolación de carga que se emplea en el desarrollo del ATH.

### **1.7.1. ETABS**

ETABS es un software de análisis estructural, el cual permite un correcto dimensionamiento de edificios. Este software presenta distintas herramientas para modelado en 3D y diseño lineal de estructuras. Para el diseño cuenta con una amplia cantidad de materiales y secciones predefinidas, sin embargo, también brinda la facilidad de definir nuevas secciones que no se encuentren en su catálogo. En el software también se cuenta con la capacidad de comprobar los diseños bajo los criterios de servicio como de resistencia, con lo cual se puede verificar si las secciones definidas son correctas.

Una de las grandes virtudes que posee, se basa en la capacidad de generar el espectro de respuesta de distintas normativas como la NEC-SE-DS o la ASCE/SEI 7-16 para diseño sísmico. Adicionalmente, también cuenta con la capacidad de ingresar registros sísmicos y realizar un ATH para la estructura de estudio (CSI Inc, 2020).

### **1.7.2. MATLAB**

MATLAB es un software que permite el análisis iterativo y procesos de diseño mediante un lenguaje de programación, expresado a través de matrices y arreglos (arrays) directamente. El software facilita el desarrollo y ejecución de distintos algoritmos para implementarlos en problemas específicos de diseño y con ello favorece la utilización de métodos numéricos para un diseño determinado (The Mathworks Inc., 2016).

## Capítulo 2

### 2. Materiales y Metodología

El procedimiento expuesto en este capítulo se aplica en los dos modelos a estudiar, los cuales corresponden una edificación de 6 pisos diseñada con factores de importancia  $(I) = 1$  (Modelo 1) y  $(I) = 1.5$  (Modelo 2).

#### 2.1. Creación del Modelo

##### 2.1.1. Geometría

Como punto de partida, se define el tipo de acero a emplear en los perfiles de la edificación. En el presente caso, al igual que en el modelo original del manual de diseño SEAOC, se considera el acero estructural ASTM 992 - Grado 50. El proceso correspondiente se detalla en la Figura 16.

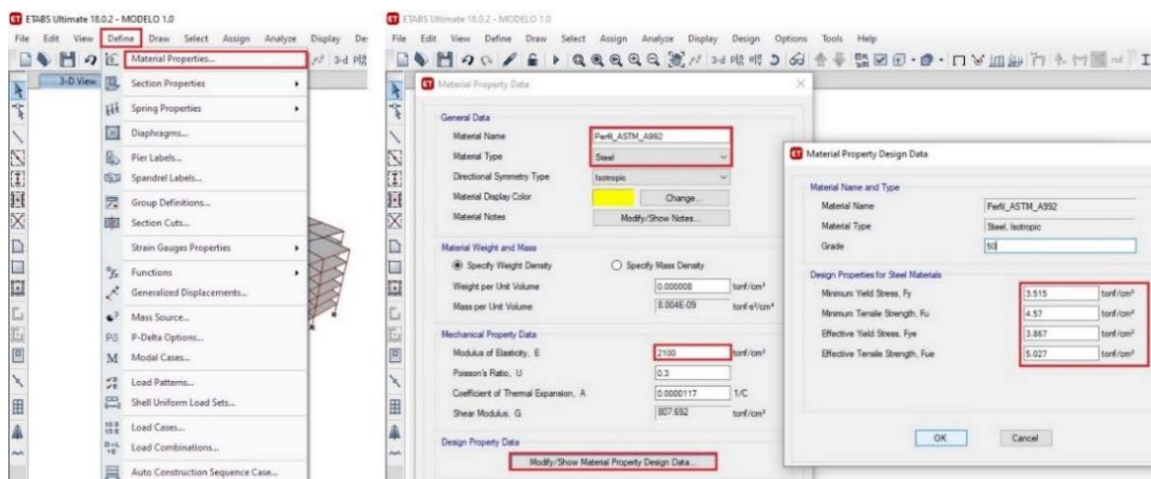


Figura 16 Definición del acero estructural.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

La edificación empleada en el estudio corresponde a un edificio de 6 pisos, adoptado del manual de diseño del SEAOC. La altura total de esta edificación es de 72 ft, repartidos en 6 pisos de altura constantes e iguales a 12 ft; por su parte, la proyección total en planta del eje X y eje Y es de 150 ft y 120 ft, respectivamente. Esta configuración geométrica general se puede evidenciar desde el apartado (a) y (b) de la Figura 17.

En los dos modelos, la geometría en planta se representa en ETABS con ejes de A hasta F para la dirección X, y con ejes de 1 hasta 5 para la dirección Y. Por otra parte, en elevación se emplean etiquetas desde el nivel del suelo "Base" hasta el último piso "P6".

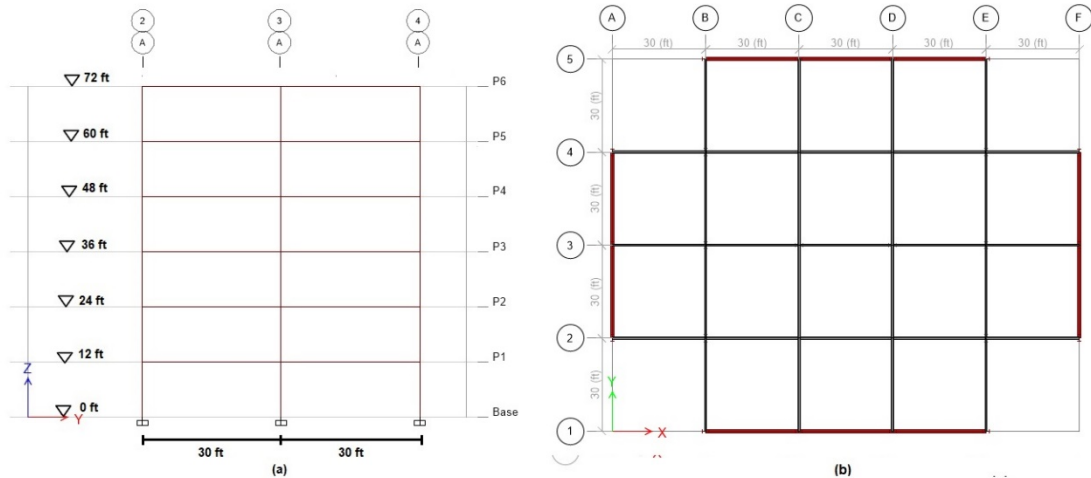


Figura 17 Modelos 2D de la edificación.  
 Nota: (a) Vistan en Elevación. (b) Vista en Planta.  
 Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## 2.1.2. Sistemas de Resistencia a Cargas

La estructura se compone de un sistema sismorresistente a base de pórticos especiales de acero resistentes a momento (SMF), ubicados en la periferia de la edificación, y un sistema resistente a cargas gravitatorias que se ubica en la parte central de la estructura; como se indica en la Figura 18. Además, las bases (columnas) de los pórticos sismorresistentes se definen como empotradas, y las del sistema de gravedad como articuladas, según la Figura 19.

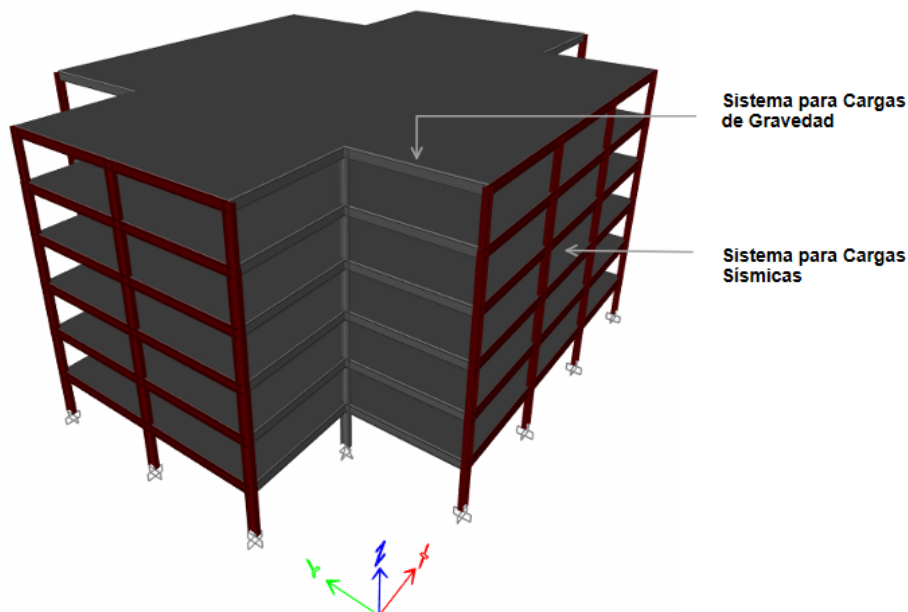


Figura 18 Modelo 3D de la edificación.  
 Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

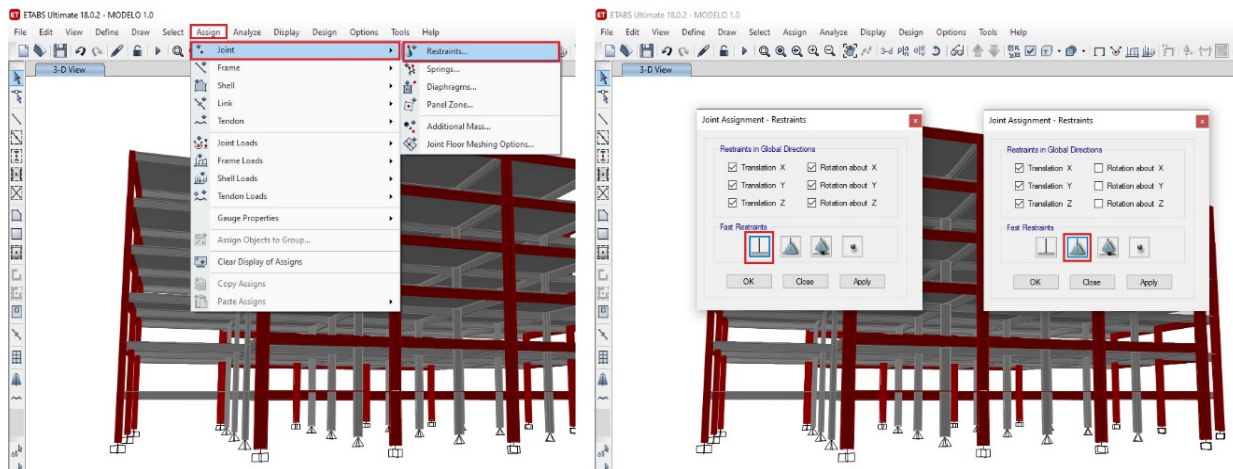


Figura 19 Restricción en la base de las columnas sismorresistentes.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Adicionalmente, en los modelos se asignan articulaciones a manera de “Releases” en los extremos de todas las vigas pertenecientes al sistema de gravedad, estableciendo valores nulos de cortante y momento en estos elementos, como se indica en la Figura 20.

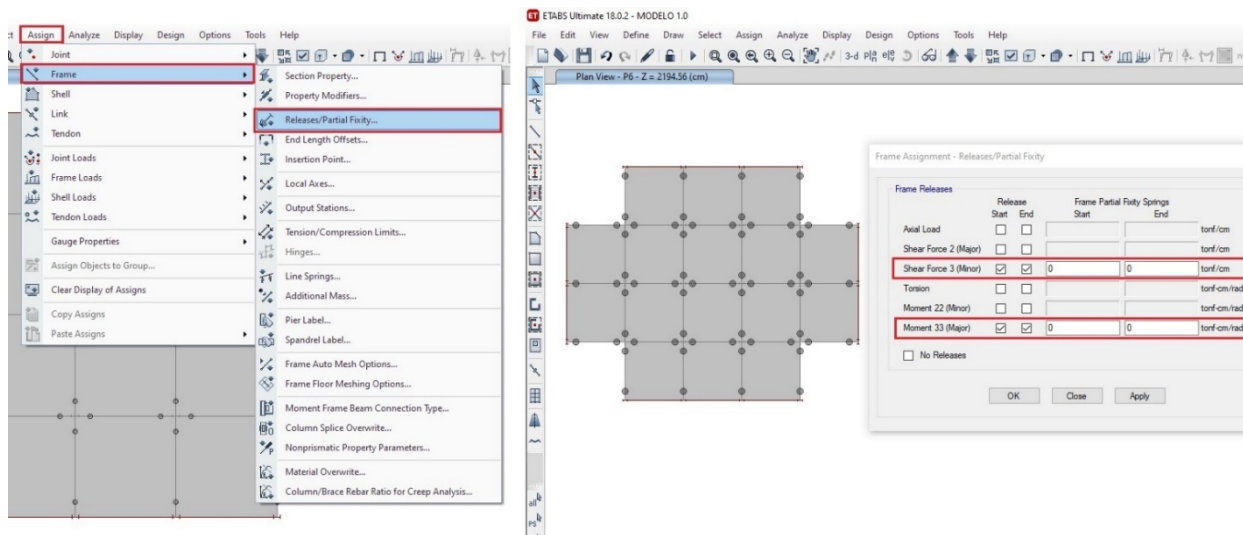


Figura 20 Extremos de vigas, en elementos de sistemas de gravedad.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Posterior a la creación del modelo, se agrupan todos los elementos tipo “Shell” de cada piso, y se definen como un diafragma rígido, tal como se muestra en la Figura 21. De esta manera, se asegura un comportamiento o desplazamiento uniforme desde todos los vértices o nodos ubicados en un mismo nivel de la edificación.

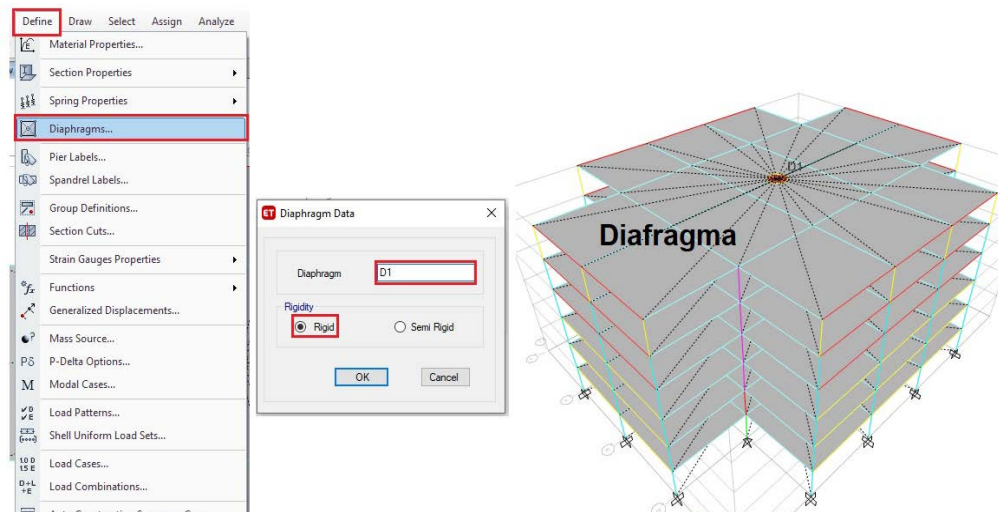


Figura 21 Modelado del diafragma rígido.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## 2.1.3. Asignación de Cargas

### Carga Muerta

La carga muerta correspondiente a losas, mampostería y acabados, las cuales se asignan según el manual de diseño del SEAO. Esta se define con un set de carga tipo “Shell Uniform” desde ETABS, para la “planta baja”, “piso típico”, y “techo”. Además, se considera una carga uniforme en las vigas perimetrales de cada piso, correspondiente al peso de la fachada, como se presenta en la Figura 22. Estos dos tipos de carga se asignan bajo un mismo patrón de carga tipo “Super Dead”, con la etiqueta “Adicional”. Ver Figura 22 y Figura 23.

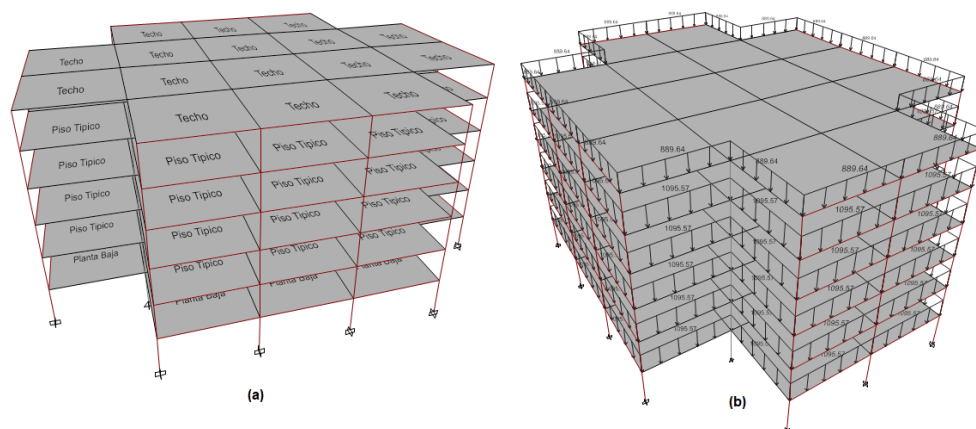


Figura 22 Carga muerta en la edificación.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



Por otra parte, la carga de los elementos estructurales (vigas y columnas), se define automáticamente desde el software ETABS, según las secciones empleadas en cada elemento del modelo respectivo. Como se presenta en la Figura 23, estas cargas se asignan bajo el patrón de carga con la etiqueta “Dead”.

### Carga Viva

El valor de carga viva para los dos modelos, se define igual que en el modelo real del manual de diseño del SEAOOC, tal como se especifica en el Anexo 1. Esta carga se asigna a través de un set de carga tipo “Shell Uniform”, bajo el patrón de carga con la etiqueta “Live”; como se observa en la Figura 23.

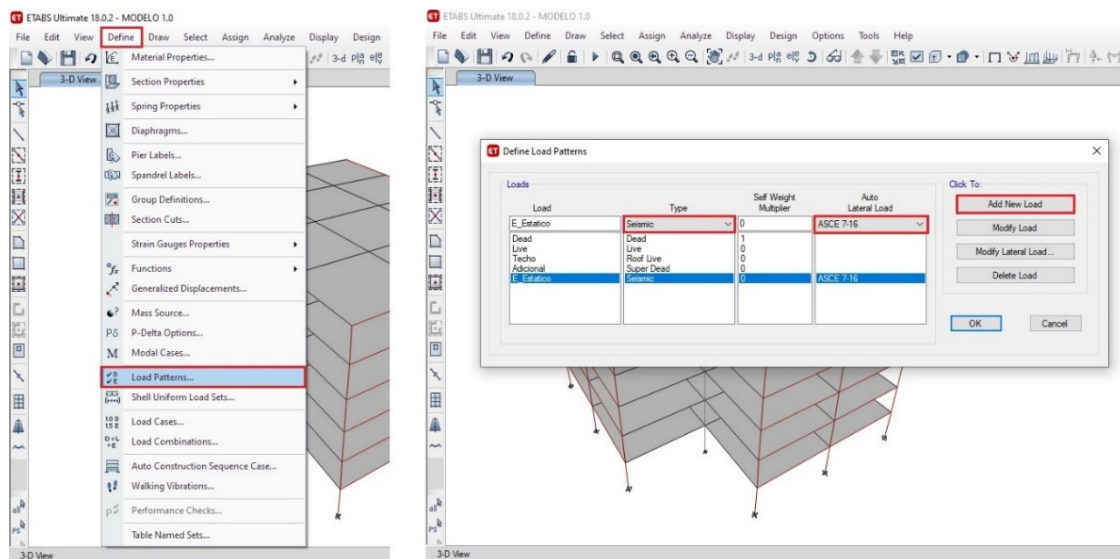


Figura 23 Cargas sísmicas según ASCE/SEI 7-16.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

### Carga Sísmica

Esta carga se establece a través de un espectro de respuesta, definido según consideraciones de la normativa ASCE/SEI 7-16, como se indica en la Figura 23.

Acorde a la metodología propuesta por Durán N. (2017), se parte desde el espectro de diseño según la normativa NEC-SE-DS, para la ciudad de Cuenca y se establecen los coeficientes  $S_s$  y  $S_1$  del espectro ASCE/SEI 7-16 de forma que las mesetas de ambas gráficas sean similares. Ver Figura 24.

Los valores finales de la aceleración espectral  $S_s$  y  $S_1$ , son iguales para ambos modelos y se despejan de las expresiones respectivas indicadas en la norma ASCE/SEI 7-16. En la modelación desde el software ETABS, únicamente varía el factor de importancia ( $I = 1.0$  o  $I = 1.5$ ); mismo que se asigna según el caso que se requiera analizar. Ver Figura 25. El fundamento teórico para llegar a la configuración final del espectro de respuesta para la ciudad de Cuenca se presenta en la sección 1.2.2.

## ESPECTRO DE DISEÑO

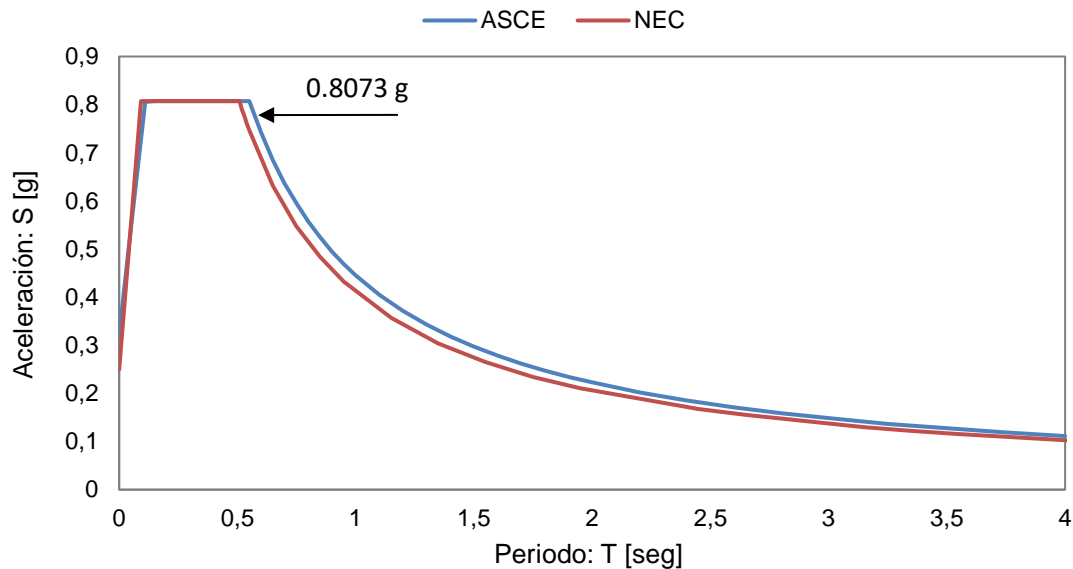


Figura 24 Espectro de aceleraciones NEC-SE-DS y ASCE/SEI 7-16 para DE.  
Fuente: Elaboración propia.

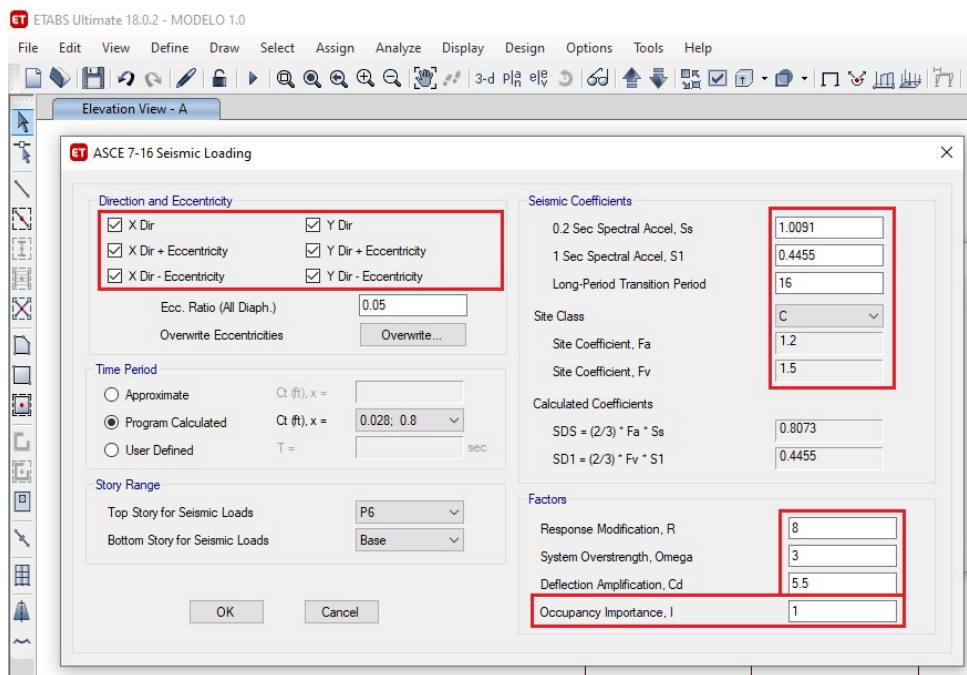


Figura 25 Coeficientes para la definición del espectro ASCE/SEI 7-16 en el software ETABS.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



## 2.2. Análisis Estático: Fuerza Lateral Equivalente (FLE)

Una vez establecido el espectro de diseño, bajo el procedimiento de la Figura 23 y Figura 25; se define el caso de carga sísmica estática desde el software ETABS, como se presenta en la Figura 26. Con ello, el software ETABS calcula la fuerza lateral equivalente a través de la determinación del coeficiente sísmico  $C_s$ , que multiplica al peso sísmico efectivo ( $W$ ) de la estructura.

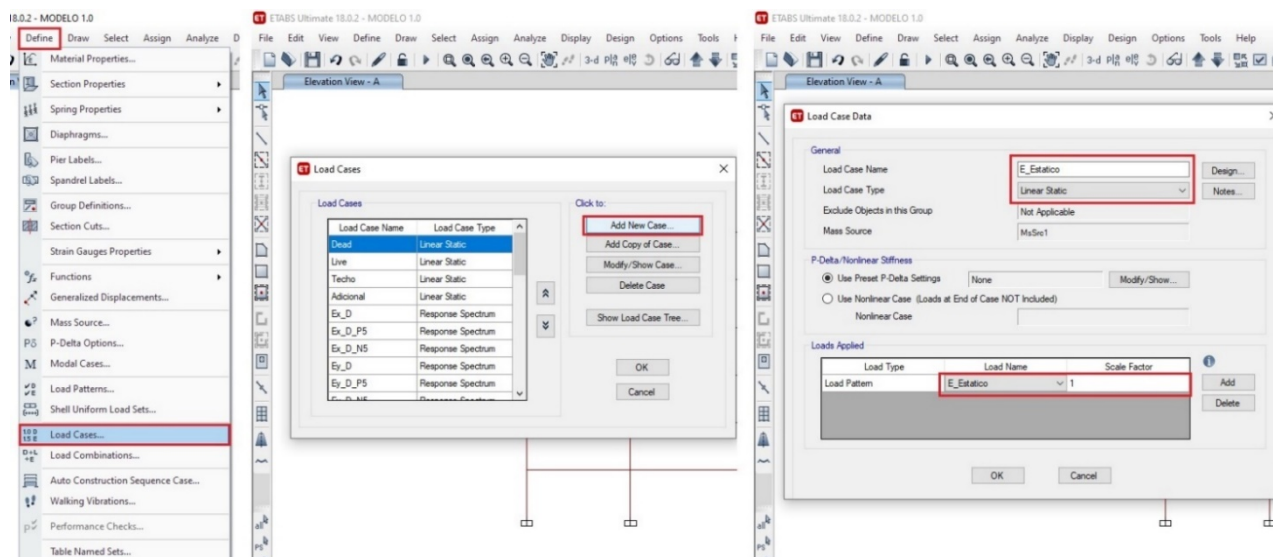


Figura 26 Definición de la carga sísmica en el software ETABS.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Para la asignación del valor  $W$ , se define la fuente de la masa, tal como se indica en la Figura 27; considerando la carga de los elementos, viga y columna, como la carga muerta (Shell Uniform y Carga distribuida perimetral) definida en la sección 2.1 con la etiqueta “Adicional”.

Una vez determinado el cortante basal total ( $V$ ), como resultado del producto  $C_s \cdot W$ , el software ETABS asigna fuerzas laterales en cada piso de la edificación; cuyos valores pueden comprobarse con las expresiones de distribución de fuerzas sísmicas laterales de la normativa ASCE/SEI 7-16. Las cargas laterales por piso se extraen del software ETABS como se indica en la Figura 28.

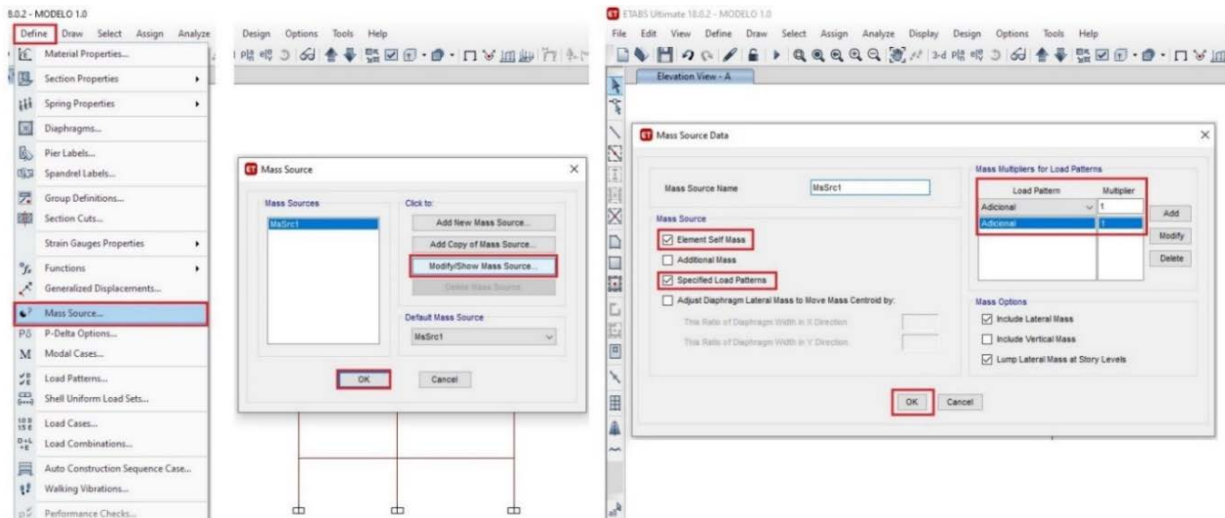


Figura 27 Asignación del peso efectivo de la estructura ( $W$ ).  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

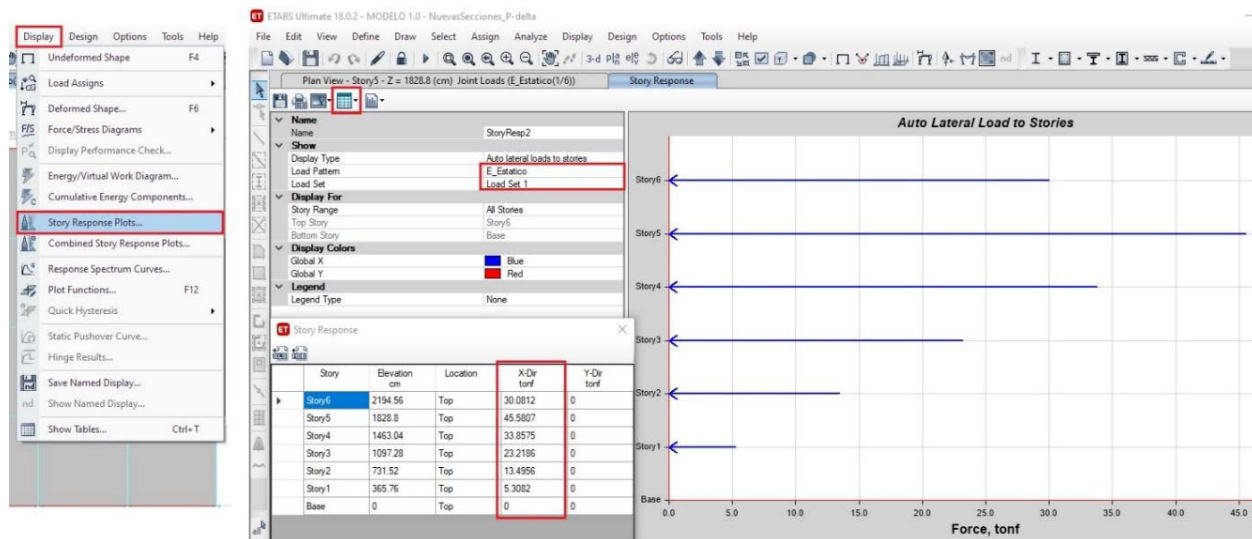


Figura 28 Cargas sísmicas laterales por piso.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## 2.3. Análisis Dinámico: Análisis Modal Espectral (AME)

Para el análisis dinámico AME se debe establecer en principio, la función del espectro de diseño con los mismos coeficientes de la sección 2.1, tal como se presentan en las siguientes figuras.

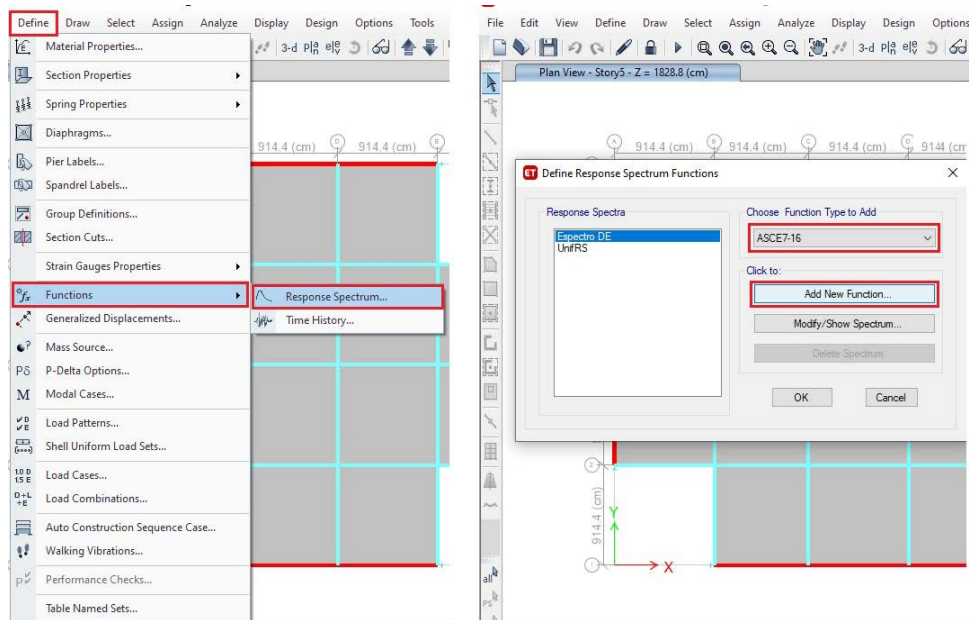


Figura 29 Creación del espectro de respuesta.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

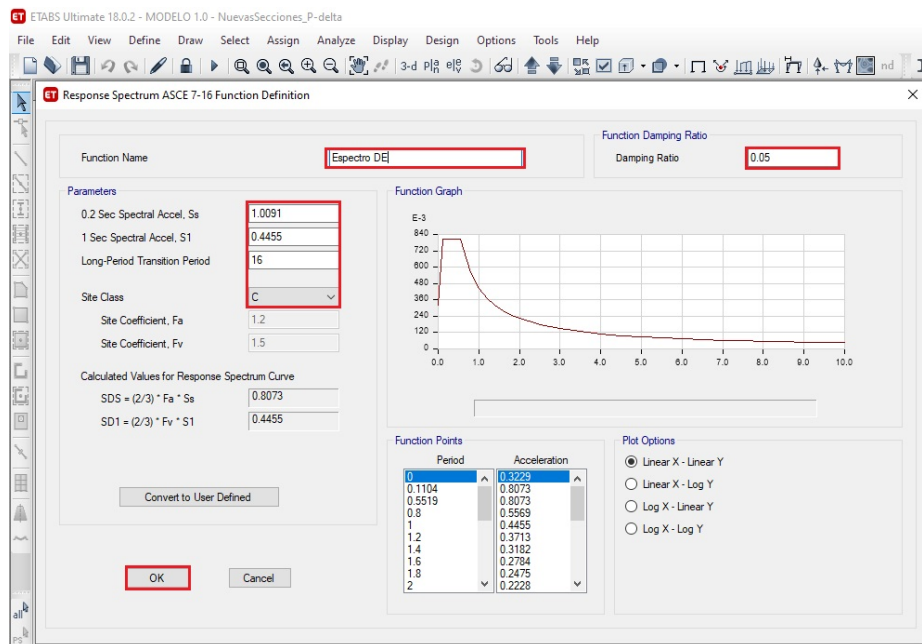


Figura 30 Definición del espectro de respuesta.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Con el espectro definido, se crean los casos de carga la dirección X y dirección Y, considerando las excentricidades positiva y negativa del 5% en la masa, como se presenta en la Figura 31. En la superposición de las respuestas modales se considera el método de combinación cuadrática completa (CQC); mientras que, en la combinación de la respuesta direccional (X, Y) se considera el método (SRSS), como se observa en la Figura 32.

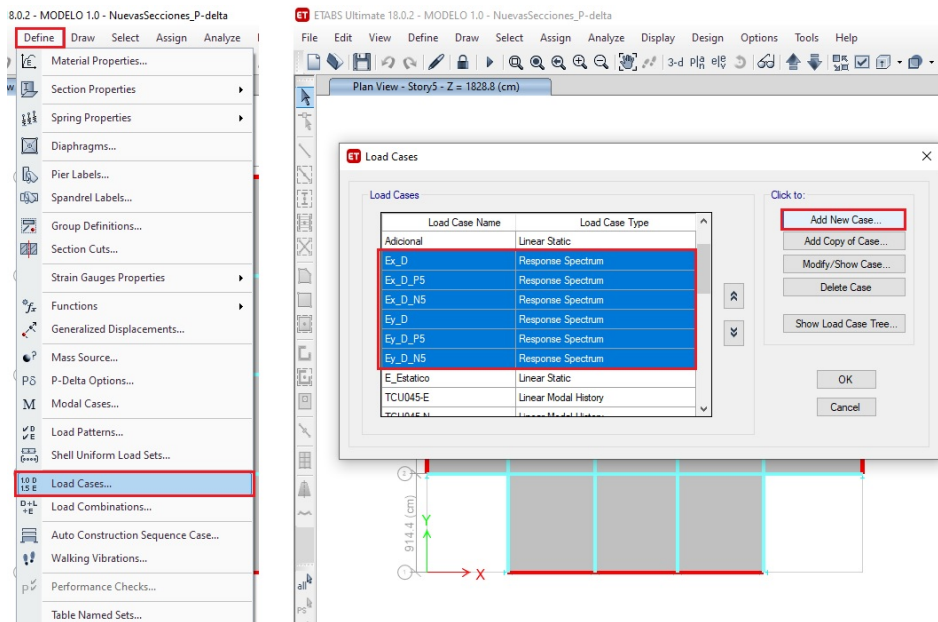
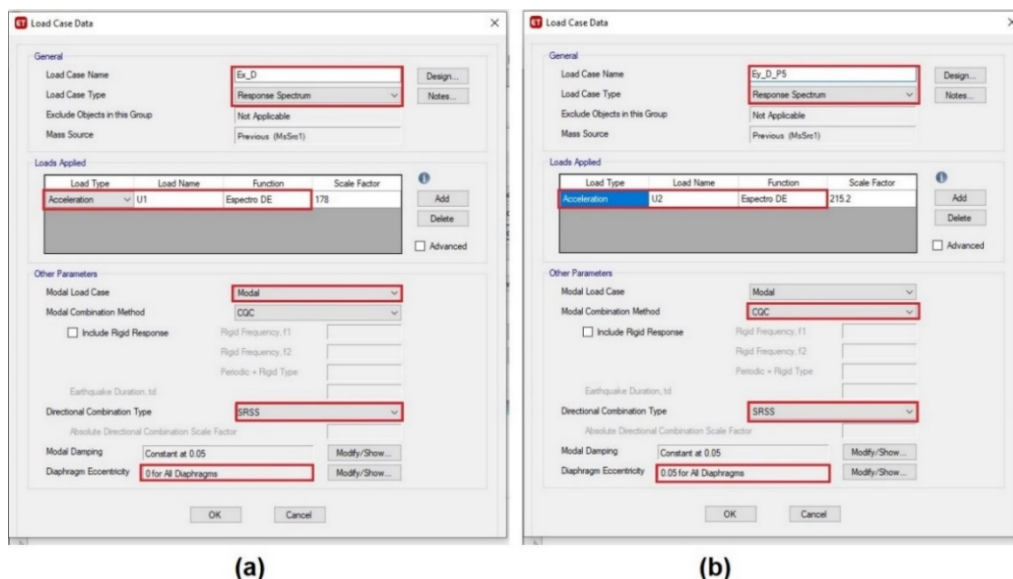


Figura 31 Casos de carga para AME.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



(a)

(b)

Figura 32 Definición de carga sísmica dinámica.  
Nota: (a) Sentido X, sin excentricidad. (b) Sentido Y, con excentricidad.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## Ajuste de Carga Sísmica

Según la norma ASCE/SEI 7-16, los factores de escala requeridos en los cuadros de la Figura 32, se asignan de forma que la resultante basal de la carga sísmica dinámica sea igual o mayor a la carga sísmica estática. Para ello, con los casos de carga definidos, se analiza el modelo desde ETABS y se compara el cortante basal desde las tablas de “Base Reactions”, indicadas en la siguiente figura.

ET Base Reactions

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Base Reactions

Filter:

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-cm	MY tonf-cm	MZ tonf-cm
▶	Ex_D	LinRespSpec	Max		175.4634	0	0	0	243675.322	320887.386
	Ey_D	LinRespSpec	Max		0	183.1148	0	245523.302	0	418600.377
	E_Estatico	LinStatic	Step By Step	1	-151.5418	0	0	0	-236198.912	277139.574
	E_Estatico	LinStatic	Step By Step	2	0	-151.5418	0	236198.912	0	-346424.467
	E_Estatico	LinStatic	Step By Step	3	-151.5418	0	0	0	-236198.912	304853.358
	E_Estatico	LinStatic	Step By Step	4	0	-151.5418	0	236198.912	0	-381066.697
	E_Estatico	LinStatic	Step By Step	5	-151.5418	0	0	0	-236198.912	249425.789
	E_Estatico	LinStatic	Step By Step	6	0	-151.5418	0	236198.912	0	-311782.237

Figura 33 Cortante basal estático y dinámico.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Como se observa en la figura anterior, en ambas direcciones (X, Y) las resultantes de las fuerzas dinámicas son mayores a las resultantes de las fuerzas estáticas, por lo que se valida el factor de escala propuesto, caso contrario se debería incrementar el factor de escala hasta cumplir dicho requisito.

## 2.4. Diseño por Servicio

### 2.4.1. Control de Derivas

Tras definir el modelo y asignar las cargas respectivas, el software ETABS determina automáticamente las derivas elásticas ( $\Delta_E$ ) de piso, Figura 34. Estos valores se obtienen para los 6 casos de carga sísmica de la Figura 31, aplicada en la dirección X (Ex) y dirección Y (Ey), con y sin excentricidad del 5% ( $E \pm ecc$ , E). Con ello, para el cálculo de la deriva elástica resultante se combinan los casos de carga con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS), y se ocupa el resultado más crítico de las siguientes expresiones.

Para la deriva en la dirección X ( $\Delta_{E_X}$ ):

$$\Delta_{E_X} = \max \left\{ \frac{\sqrt{(Ex)^2 + (Ey + ecc)^2}}{\sqrt{(Ex)^2 + (Ey - ecc)^2}} \right\} \quad (73)$$

Para la deriva en la dirección Y ( $\Delta_{E_Y}$ ):

$$\Delta_{E_Y} = \max \left\{ \frac{\sqrt{(Ey)^2 + (Ex + ecc)^2}}{\sqrt{(Ey)^2 + (Ex - ecc)^2}} \right\} \quad (74)$$



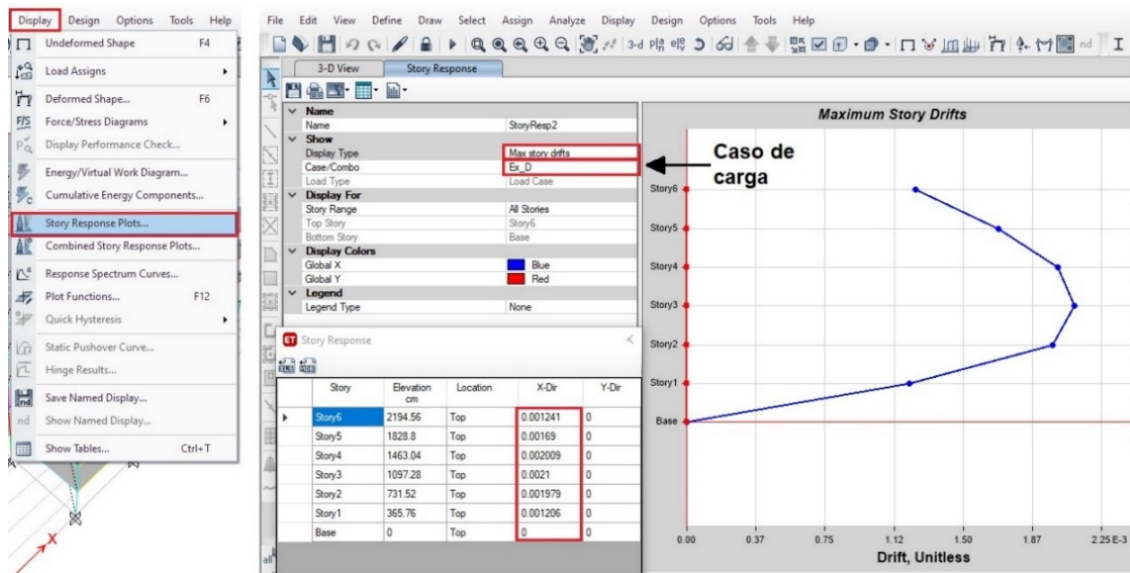


Figura 34 Derivas elásticas de piso, para los distintos casos de carga.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

La deriva elástica resultante ( $\Delta_{E,X}$ ) y ( $\Delta_{E,Y}$ ) se multiplica por el coeficiente de amplificación de desplazamiento ( $C_d$ ) y se divide para el factor de importancia ( $I$ ), dependiendo del modelo analizado; obteniéndose la deriva inelástica ( $\Delta_{I,X}$ ) y ( $\Delta_{I,Y}$ ). En base a la sección 5.8 de la normativa AISC 358-16 estas derivas se incrementan en un 10%, puesto que, se emplean conexiones precalificadas de viga reducida (RBS) en ambos modelos; siguiendo la configuración del modelo original que se encuentra en el manual del SEAOC.

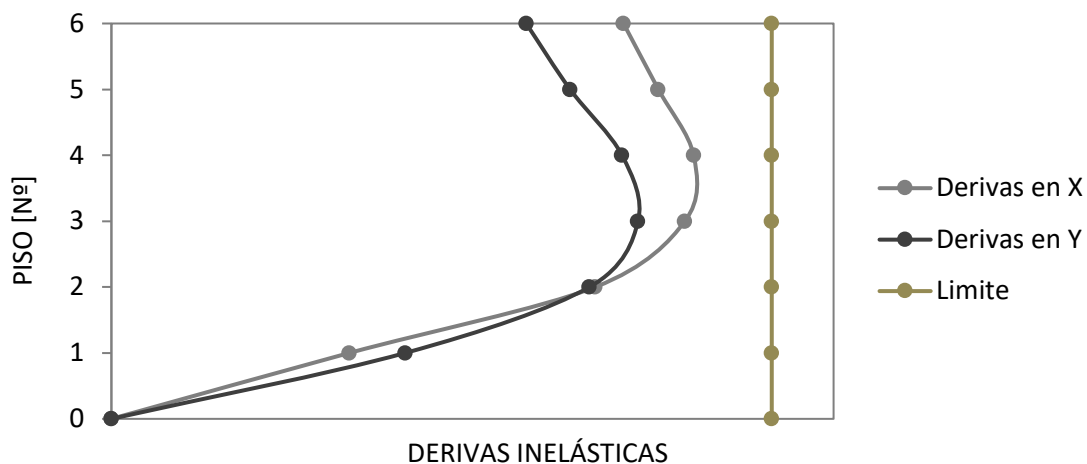


Figura 35 Representación para el control de derivas.

Fuente: Elaboración propia.

Los resultados de derivas inelásticas deben ser inferiores a los límites establecidos en la normativa ASCE/SEI 7-16 del 1% y 2%, según el modelo que se encuentre en revisión, ver Figura 35. En caso de que la deriva calculada en algún piso no cumpla con este

requisito, se deberán modificar las secciones de los elementos estructurales (vigas y/o columnas), y repetir el proceso de ajuste de cargas y control de derivas, hasta obtener un valor inferior al límite establecido.

## 2.4.2. Control de irregularidades

Al culminar con el control de derivas, se realiza el control de irregularidades horizontales y verticales. El control de las distintas irregularidades se lo realiza de la siguiente manera.

### Irregularidad Horizontal

*Irregularidad torsional:* Para esta clase de irregularidad se considera el desplazamiento máximo de piso en un extremo de la edificación, incluyendo el efecto de la torsión accidental (excentricidad 5%) y el desplazamiento promedio de los extremos de la edificación, en el mismo eje de referencia. En ambos modelos se emplean los nodos 24 y 18 con la carga sísmica y excentricidad positiva ( $Ex+ecc$ ) para evaluar el desplazamiento en la dirección X, y los nodos 12 y 1 con la carga sísmica y excentricidad positiva ( $Ey+ecc$ ) para evaluar el desplazamiento en la dirección Y; ver Figura 36.

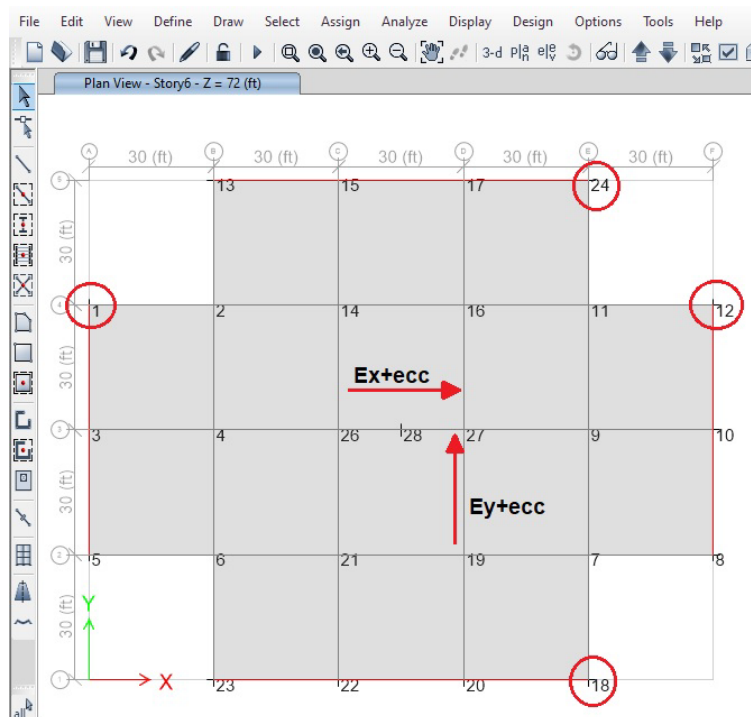


Figura 36 Esquema para evaluación de irregularidad horizontal.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Este proceso se lo realiza para realizar las comprobaciones establecidas en la sección 1.2.2.1, en la cual se establece el límite de irregularidad torsional en 1.2 y de irregularidad torsional extrema en 1.4.

- *Entrantes excesivos en esquinas:* Este parámetro actúa en caso de que la proyección de la estructura, en los dos lados de la entrante, sea mayor que el 15% de la dimensión en planta, en la dirección del entrante. Para ello, se analiza el entrante de 30 ft en ambas direcciones (X, Y), que representa el 20% y el 25% de la proyección en planta, respectivamente (150 ft y 120 ft). Ver Figura 36.
- *Discontinuidad en diafragma:* Esta irregularidad considera las discontinuidades apreciables o variaciones de rigidez, debido a las aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso, o donde existen cambios de más del 50% en la rigidez de niveles consecutivos. Para ello, se consideran las 4 entrantes de 900 ft<sup>2</sup>, que apenas equivalen al 20% del área total de piso (14400 ft<sup>2</sup>). Ver Figura 36.
- *Compensación fuera del plano:* Esta irregularidad considera discontinuidades del sistema sismo resistente, o desplazamientos fuera del plano en ciertos elementos verticales. Sin embargo, se descarta debido a la regularidad del sistema sismo resistente, como se evidencia en la Figura 18.
- *Ejes no paralelos:* Este apartado considera irregularidades en los ejes estructurales, que en el presente estudio no aplican, debido a la simetría en la configuración estructural de los elementos y paralelismo de los ejes principales. Ver Figura 18.

### **Irregularidad Vertical**

- *Irregularidad por baja rigidez de piso, o piso débil:* Este tipo de irregularidad se comprueba a través de la verificación de cierto umbral entre la rigidez lateral de pisos adyacentes (ASCE/SEI, 2017). Sin embargo, para este apartado se emplea las indicaciones de la NEC-SE-DS (NEC, 2015) a través de la relación entre las derivas de pisos adyacentes. Así, cuando la relación obtenida entre las derivas de piso (sección 2.4.1) sea superior a 1.3, se deberá considerar los efectos de irregularidad por piso débil.
- *Irregularidad por peso (masa):* Esta irregularidad se considera cuando la masa efectiva de cualquier piso es mayor al 150% de la masa efectiva de alguno de los pisos adyacentes, exceptuando la cubierta. Para ello, se obtiene desde ETABS la tabla de “Story Forces”, con la cual se compara la variación de pesos entre pisos adyacentes.
- *Irregularidad geométrica vertical:* Este tipo de irregularidad aplica cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es superior a 1.3 veces la misma dimensión en algún piso adyacente. Sin embargo, en este estudio, la altura de entrepiso es constante en todos los pisos, por lo cual se descarta esta irregularidad.



- *Discontinuidad en el plano de los elementos verticales:* Esta discontinuidad se verifica con la existencia de algún desplazamiento en el plano de un elemento sismo resistente, que resulta en posible vuelco sobre una viga de soporte, una columna, una armadura o una losa. Sin embargo, debido a la regularidad en altura de ambos modelos, este tipo de irregularidad se descarta.

### 2.4.3. Efectos P-delta

Los efectos P-delta implican un incremento de las fuerzas internas, momentos y derivas de la estructura; debido a la carga adicional sobre elementos cuando éstos se encuentran deformados. Para determinar este efecto, se extraen desde ETABS los valores de fuerza lateral por piso en X y en Y ( $V_X$  y  $V_Y$ ), los pesos acumulados totales por piso ( $P_{XX}$ ), y las derivas inelásticas en ambos sentidos ( $\Delta_{I_X}$ ) y ( $\Delta_{I_Y}$ ). Además de la configuración inicial y parámetros adicionales, se emplea el coeficiente de amplificación de desplazamiento ( $C_d$ ), la altura de entrepiso ( $h_{XX}$ ), y el factor de importancia (I), según el modelo analizado. Con estos valores se aplica la ecuación (22) para cada sentido, obteniendo las siguientes expresiones.

$$\theta_X = \frac{P_{XX} * \Delta_{I_X} * I}{V_X * C_d} \quad \theta_Y = \frac{P_{XX} * \Delta_{I_Y} * I}{V_Y * C_d} \quad (75)$$

Los pesos se obtienen de las tablas de “Story Forces” desde ETABS y los cortantes de piso desde “Story Shears”, según la siguiente figura.

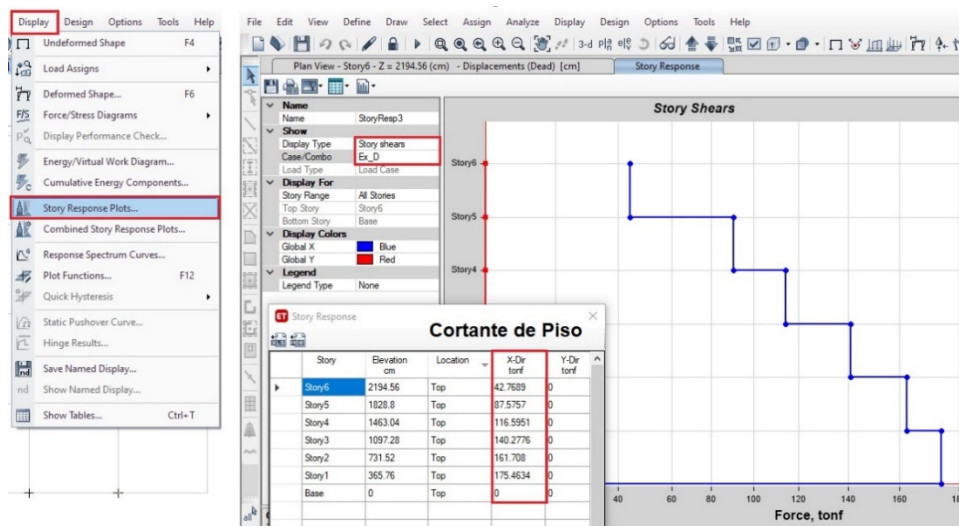


Figura 37 Cortantes de piso.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

En caso de que los valores de (75) sobrepasen el valor de 0.1 tal como se menciona en la sección 1.2.4, es necesario aplicar la ecuación (24) para incrementar las cargas de diseño y controlar el efecto P-delta.

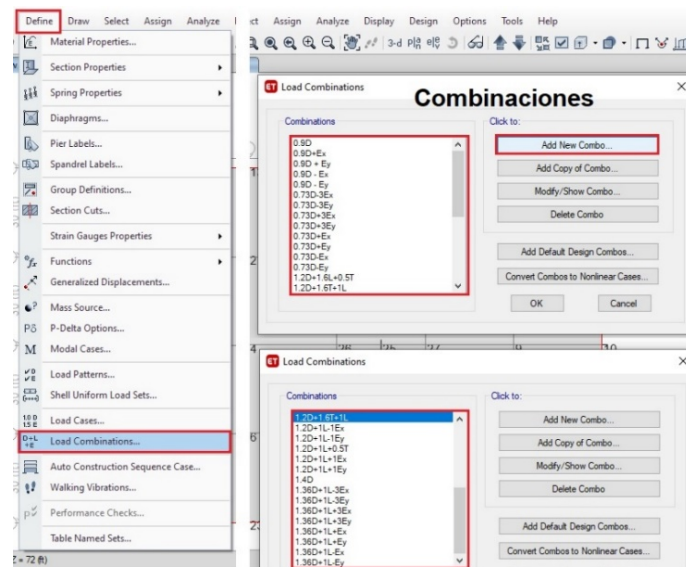
## 2.5. Diseño por Capacidad

La revisión por resistencia se realiza desde ETABS; sin embargo, para validar la respuesta obtenida por el software, se elige un elemento viga y columna para el diseño manual y comparación de los resultados respectivos. La formulación, el proceso empleado y la sección de referencia a la normativa ANSI/AISC 360-16, ANSI/AISC 358-16 y ANSI/AISC 341-16 para la comprobación manual, se adjunta como Anexo 2. Por otra parte, en esta sección se indica el procedimiento de modelación y obtención de resultados desde el software ETABS.

### 2.5.1. Combinaciones de carga

Los elementos estructurales de la edificación, vigas y columnas, se analizan en dos grupos de combinaciones de carga. Aquellos elementos del sistema resistente a cargas gravitatorias se diseñan con las combinaciones de carga de la sección 2.3.1 de la normativa ASCE/SEI 7-16 que consideran la carga muerta, carga viva, y carga de techo. Por otra parte, los elementos del sistema sismorresistente se diseñan con las combinaciones de carga de la sección 2.3.6 de la normativa ASCE/SEI 7-16 que consideran, a más de la carga sísmica, un factor de sobre resistencia que incrementa las fuerzas de diseño en las columnas.

En el software ETABS se definen las combinaciones de carga y el grupo de elementos estructurales a los cuales se evaluará; según la Figura 38 y Figura 39, respectivamente.



*Figura 38 Definición de las combinaciones de carga.*

*Fuente: Elaboración propia desde ETABS.*

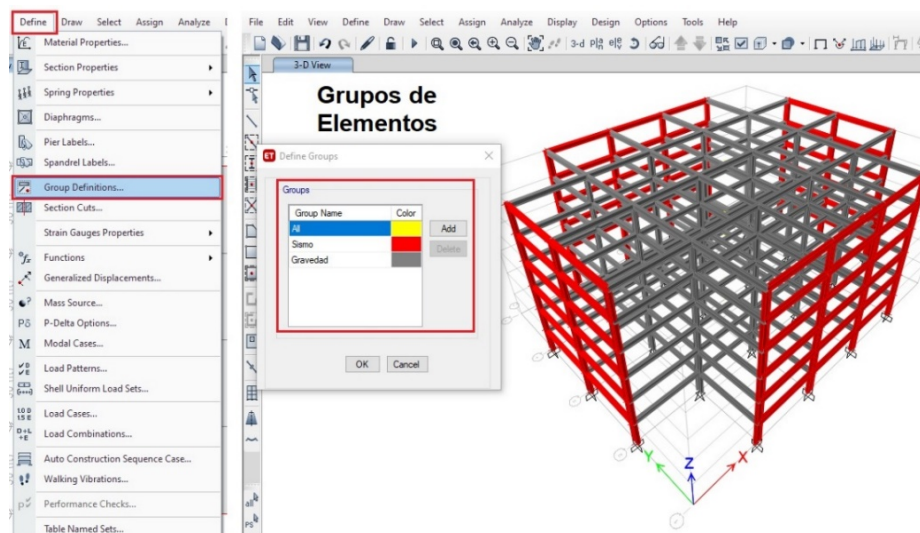


Figura 39 Clasificación de elementos estructurales, por grupos.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## 2.5.2. Capacidad a flexión

La revisión por resistencia se realiza de forma general e integrada desde el software ETABS, empleando la herramienta “Steel Frame Design”. A pesar de que los valores devueltos por ETABS no corresponden a los resultados reales, debido a que el modelo original incluye conexiones precalificadas tipo RBS (Reduced Beam Section); esta información puede emplearse como una primera aproximación de diseño. En el presente caso no representa un problema pues, debido a la configuración del modelo, en la elección de las secciones de los elementos estructurales controla el diseño por servicio, en lugar del diseño por resistencia.

Las ecuaciones principales que controlan el diseño por flexión en vigas, y flexo compresión en columnas, se presentan a continuación.

$$\text{Flexión:} \quad \phi * M_n \geq M_u \quad \rightarrow \quad \frac{M_u}{\phi * M_n} \leq 1 \quad (76)$$

$$\text{Carga Axial:} \quad \phi * P_n \geq P_u \quad \rightarrow \quad \frac{P_u}{\phi * P_n} \leq 1 \quad (77)$$

$$\text{Flexo – Compresión:} \quad \frac{P_u}{\phi * P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi * M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi * M_{ny}} \leq 1 \quad (78)$$

El software ETABS devuelve estos valores como un factor demanda/capacidad, (D/C) cuyo resultado aceptable debe ser menor a 1. Además, ETABS presenta los resultados con una escala de colores, para apreciar de mejor manera los rangos en los cuales varía la capacidad a flexión de los elementos; tal como se aprecia en la Figura 40. En caso de que algún elemento sobrepase el límite establecido, la sección deberá modificarse hasta cumplir con dicho requisito.

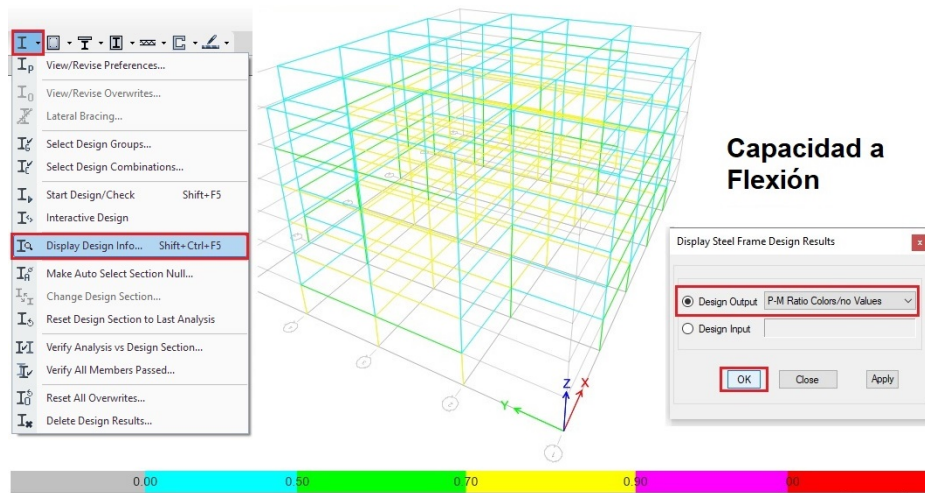


Figura 40 Revisión de capacidad a flexión y flexo compresión en vigas y columnas.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

### 2.5.3. Capacidad a corte

Para el análisis por cortante, el software ETABS emplea las combinaciones de carga definidas, con las cuales determina los valores críticos de corte, usados en la verificación del diseño. El software ETABS devuelve estos valores, al igual que en la capacidad a flexión, como un factor demanda/capacidad, (D/C) cuyo resultado aceptable deberá ser menor a 1. Además, ETABS presenta los resultados con una escala de colores, para apreciar de mejor manera los rangos en los cuales varía la capacidad a corte de los elementos; tal como se aprecia en la Figura 41.

La ecuación que controla el diseño por corte, se indica a continuación.

Cortante: 
$$\phi * V_n \geq V_u \quad \rightarrow \quad \frac{V_u}{\phi * V_n} \leq 1 \quad (79)$$

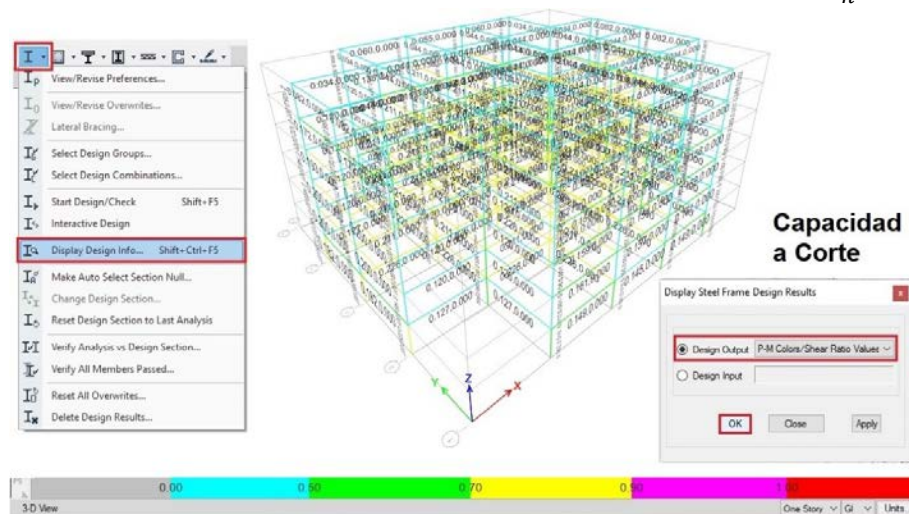


Figura 41 Capacidad a Corte.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



## 2.5.4. Interacción de elementos

El software analiza el pandeo local en los elementos; tal como se indica en la comprobación manual adjuntada como Anexo 2. Por otra parte, para el modelo completo se evalúa la relación columna fuerte – viga débil, como se indica en la Figura 42. La ecuación general que se presenta a continuación, acorde a la normativa AISC 360–16, considera el momento plástico de vigas y columnas que convergen en cada nodo o intersección.

$$NODOS: \quad M_{p_{columnas}} \geq M_{p_{vigas}} \quad \rightarrow \quad \frac{M_{p_{vigas}}}{M_{p_{columnas}}} \leq 1 \quad (80)$$

Al igual que lo indicado en las secciones anteriores, el software ETABS devuelve un factor de capacidad de vigas/capacidad de columnas, cuyo resultado aceptable debe ser menor a 1; mismo que se controlará en aquellos elementos que forman parte del sistema sismorresistente. Ver Figura 42. En caso de no cumplir con este requisito, las secciones de los elementos deben modificarse hasta que no se sobrepase el límite establecido.

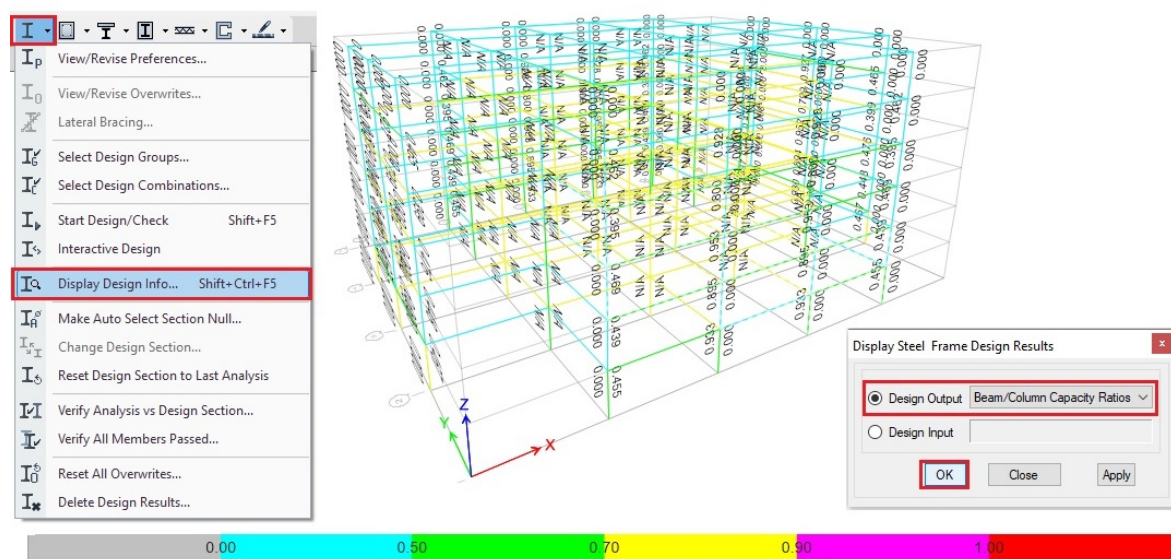


Figura 42 Criterio columna fuerte-viga débil en elementos del sistema sismorresistente.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## 2.6. Análisis Tiempo Historia (ATH)

El análisis tiempo historia permite obtener los espectros de respuesta de aceleración total en el modelo analizado. Para ello, se emplea el software MATLAB y ETABS, con los cuales se prueba la respuesta del modelo a un conjunto de registros de aceleración sísmica, obtenidos de las bases de datos existentes.

### 2.6.1. Espectro de Aceleración Absoluta

Como punto de partida, se recopila el registro de aceleración de 11 sismos en ambas direcciones del plano, como el de la Figura 43; mismos que pertenecen a los registros sísmicos de campo lejano ( $\geq 10$  km desde la falla) indicados en la publicación FEMA P-695 (2009). El número mínimo requerido de acelerogramas se establece en base a las regulaciones de la normativa ASCE/SEI 7-16, la cual establece que se requieren de al menos 7 registros sísmicos.

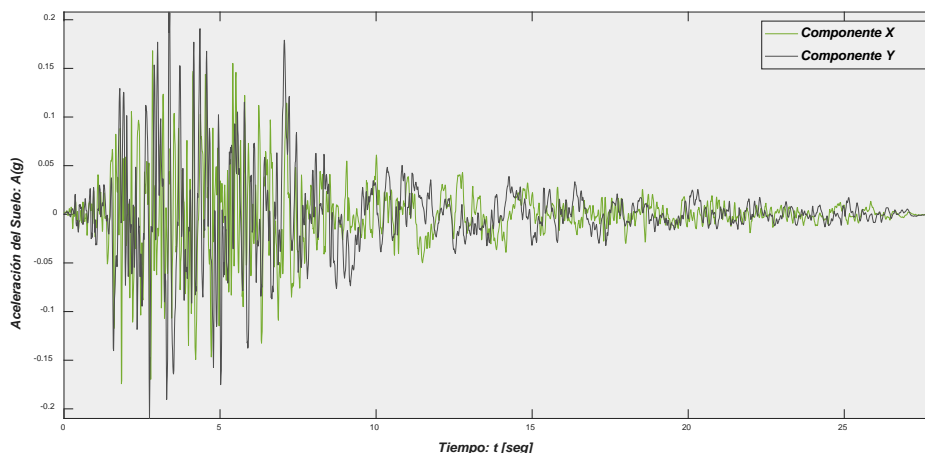


Figura 43 Acelerograma del Sismo de San Fernando.

Fuente: Elaboración propia.

Una vez establecidos los datos de partida, desde el software MATLAB se desarrolla un script con el siguiente algoritmo.

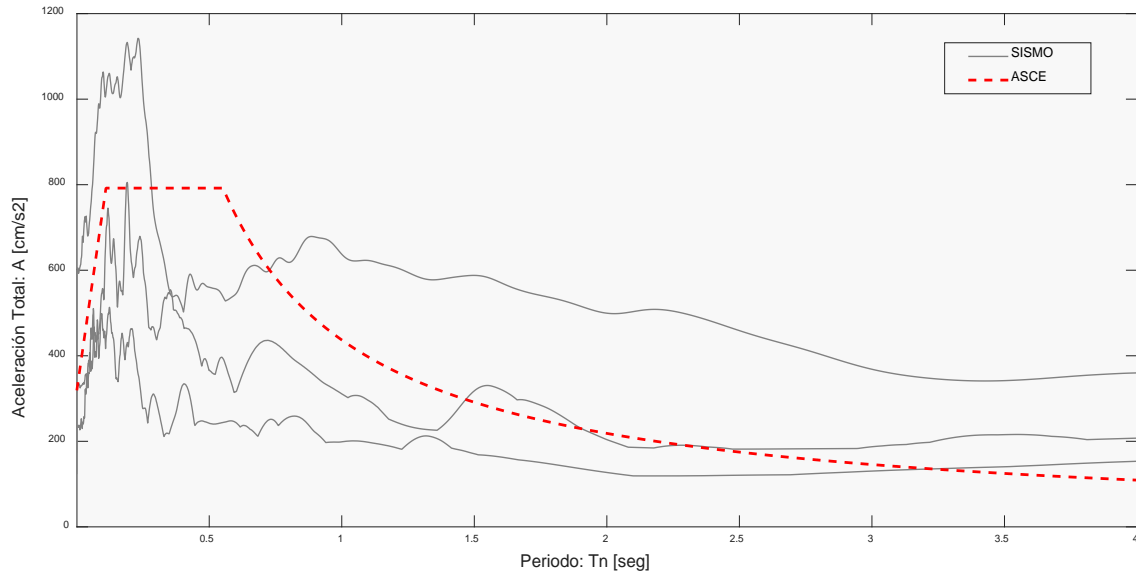
- Se realiza la combinación SRSS entre los dos registros de aceleración (Dirección X, Dirección Y) del mismo sismo, en cada set de datos.

$$\text{Para un instante } (t) \text{ y un sismo } (i): \quad Sismo_i(t) = \sqrt{[SismoX_i(t)]^2 + [SismoY_i(t)]^2} \quad (81)$$

- Se define los parámetros iniciales para los cálculos posteriores. Entre estos parámetros se encuentran el paso del periodo, el amortiguamiento (5%), la frecuencia natural, frecuencia amortiguada, rigidez y el intervalo de tiempo en el que se construirá el espectro final.
- En base a la metodología expuesta en el capítulo 5 del libro de Chopra (2012), se definen los coeficientes respectivos para resolver la ecuación de movimiento, empleando el método de interpolación de carga.
- De forma iterativa, al resolver la ecuación de movimiento, se obtienen datos de respuesta en el tiempo, como el desplazamiento, velocidad y aceleración relativa. Así también, se determinan los resultados de velocidad y desplazamiento del suelo; con los cuales se puede construir la respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración absoluta.
- En cada iteración, se determina el valor máximo de la respuesta de aceleración absoluta; puesto que, representan puntos del espectro final de aceleración absoluta. En

la Figura 44 se presentan, como ejemplo, 3 espectros de aceleración comparados con el espectro definido por la norma ASCE/SEI 7-16.

Todo el proceso anterior se repite para cada uno de los 11 registros sísmicos iniciales, por lo que, al final se cuenta con 11 espectros de respuesta de aceleración absoluta.



*Figura 44 Espectro de aceleración absoluta.  
Fuente: Elaboración propia.*

### 2.6.2. Factores de Escala

- Estos 11 espectros de respuesta se escalan de forma que intercepten el espectro de respuesta del sismo de diseño, definido según la sección 11.4 de la normativa ASCE/SEI 7-16 (2017). El punto de intersección debe darse en la abscisa  $T$ (seg) que representa el periodo de vibración fundamental de la edificación, como se indica en la Figura 45. Puesto que este periodo varía según el modelo analizado ( $(I) = 1.0$  o  $(I) = 1.5$ ), los factores de escala (FS) son diferentes en cada modelo, y entre cada sismo.
- Por otra parte, según la normativa ASCE/SEI 7-16 se debe definir un segundo factor de escala (SS), de manera que, el promedio de las ordenadas (aceleración) de todos los espectros escalados debe ser mayor a las ordenadas del espectro de respuesta del sismo de diseño, en el intervalo de  $0.2T$  a  $2.0T$ . Puesto que el factor SS se define para el promedio de los espectros de respuesta, y para cada periodo ( $T$ ); se determina un valor distinto para cada modelo ( $(I) = 1.0$  o  $(I) = 1.5$ ), pero es igual para todos los registros sísmicos.



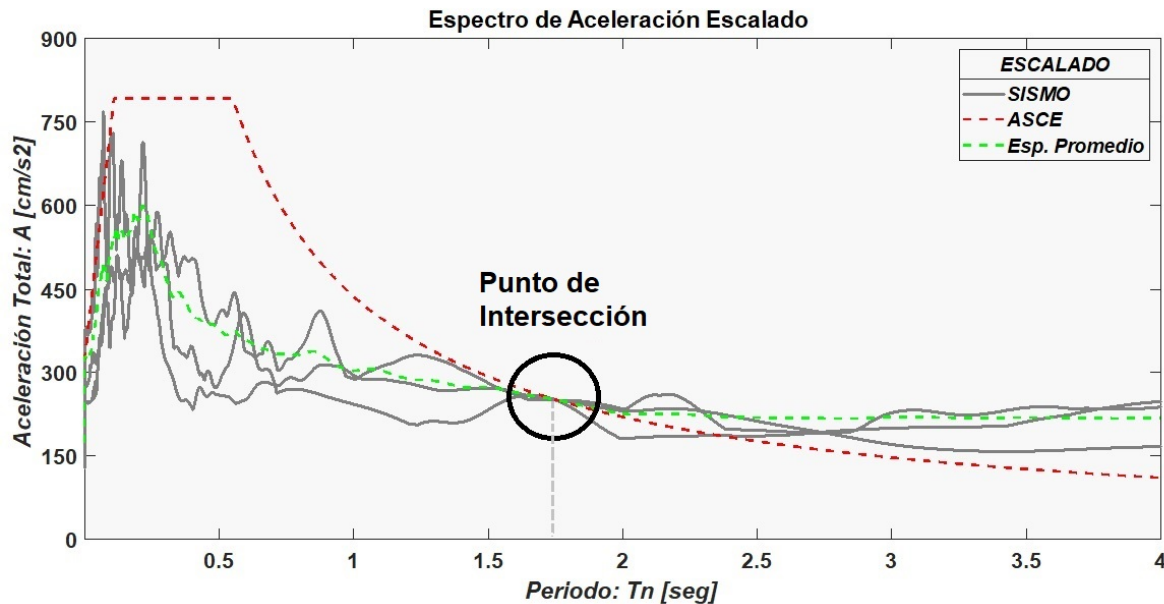


Figura 45 Escalado de los espectros de aceleración absoluta, 'matching'.  
Fuente: Elaboración propia.

## 2.7. Peak Floor Acceleration (PFA)

Para obtener las respuestas de aceleración por piso, se emplea el software ETABS, la base de datos de los 11 acelerogramas, y los factores de escala determinados con la metodología de la sección anterior. El proceso es el mismo en ambos modelos, con la única diferencia que los factores de escala varían entre cada modelo ( $I = 1.0$  y  $I = 1.5$ ). Como un paso complementario, se realiza una comprobación del espectro de respuesta escalado, determinado desde el script de MATLAB y desde el software ETABS.

### 2.7.1. Escalamiento de Acelerogramas

Una vez verificados los criterios del diseño por servicio y resistencia, se lleva a cabo un ATH desde ETABS. Para ello, se cargan las funciones de tiempo historia o acelerogramas, además de los factores de escala determinados según la sección 2.6.2, multiplicados por el factor  $(g \times I) / (R)$ , que representa al valor de gravedad, factor de importancia, y factor de reducción de respuesta. El proceso desde el software ETABS, se indica en la Figura 46 y Figura 47.

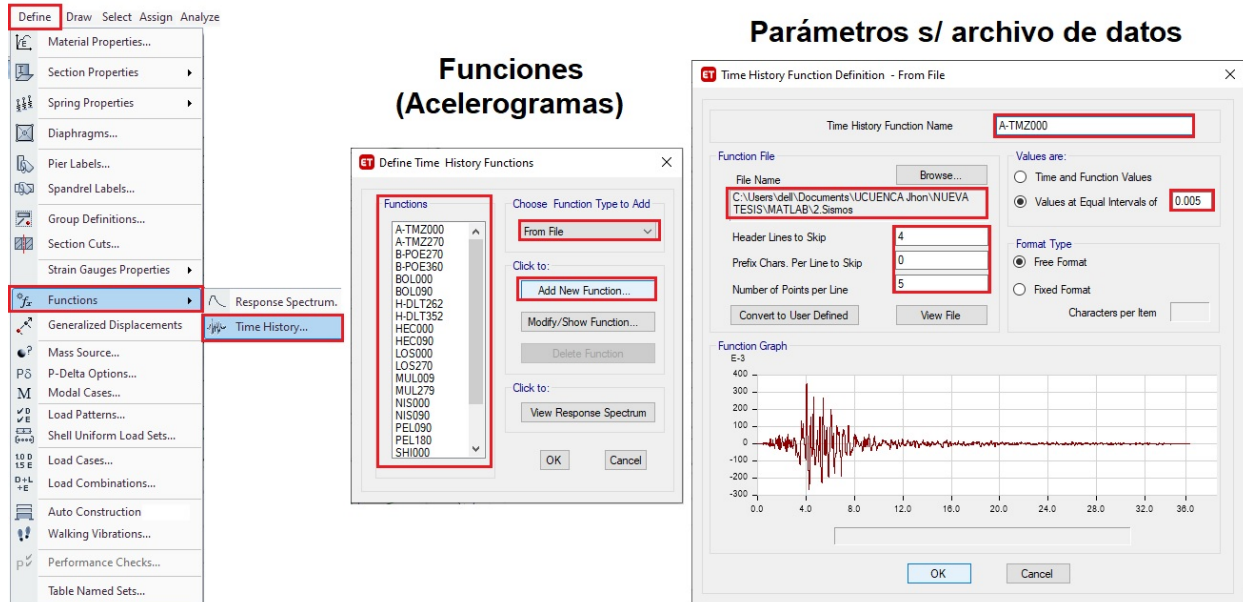


Figura 46 Funciones tiempo historia (acelerogramas).  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

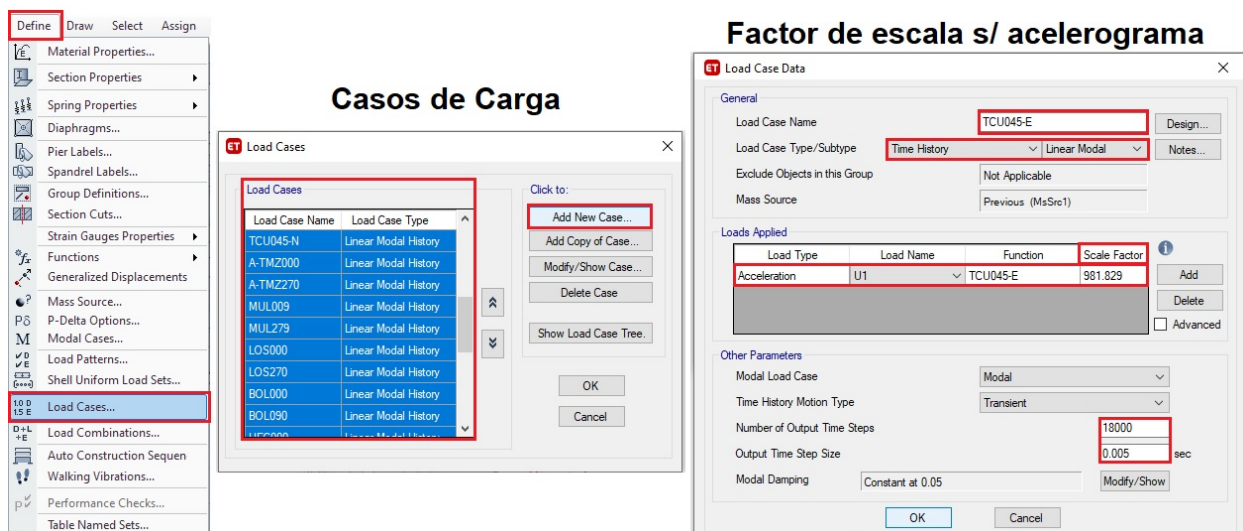


Figura 47 Escalamiento de los acelerogramas en ETABS.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

## 2.7.2. Aceleraciones de Piso

Tras analizar las funciones de historia cargadas previamente, se obtienen las aceleraciones de piso desde el software ETABS, para cada uno de los sismos cargados con su dirección respectiva. En principio, para un mejor manejo de la información, se definen individualmente las funciones de aceleración absoluta por piso y dirección, como se indica en la Figura 48; para finalmente obtener las tablas de resultados según el proceso de la Figura 49.

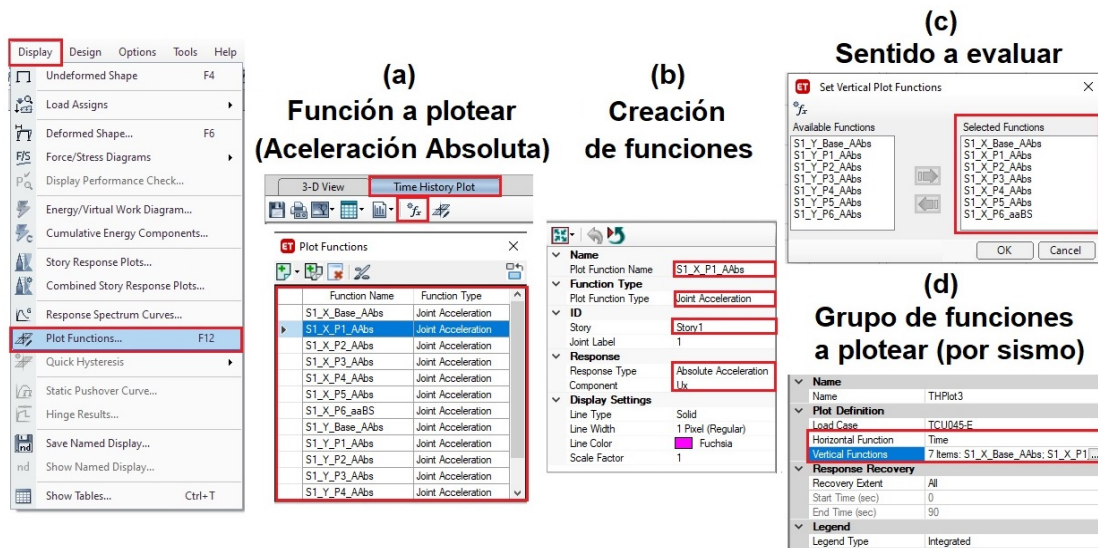


Figura 48 Funciones de aceleración absoluta, por piso y sentido (X, Y).  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

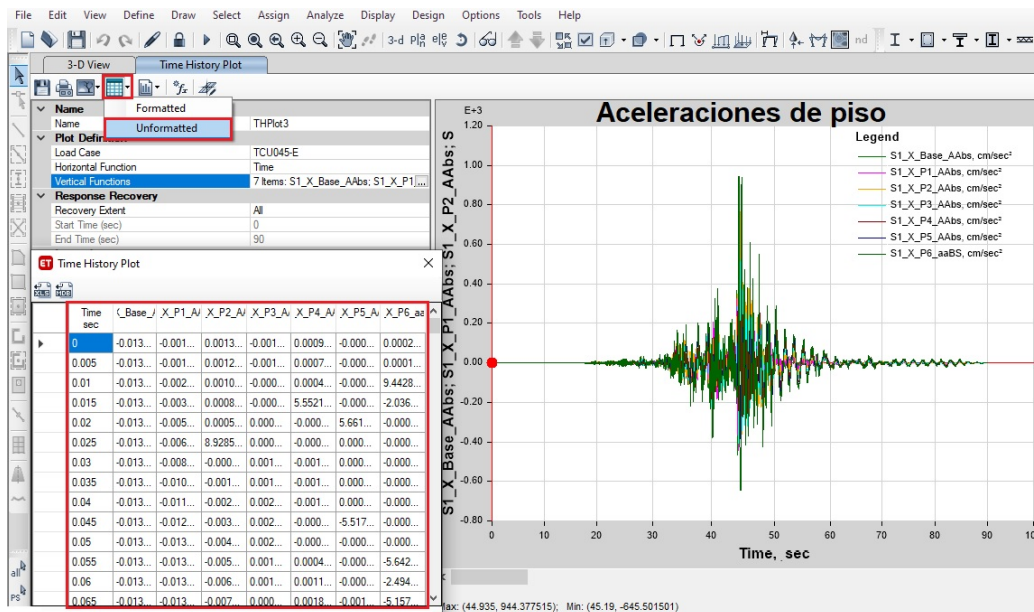


Figura 49 Aceleraciones de piso, por sismo y sentido.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

### 2.7.3. Máximos y Normalización

El proceso de la sección anterior se realiza para cada uno de los acelerogramas de la base de datos y de cada vector de aceleración de piso en el tiempo, con ello se obtiene el valor máximo absoluto. Para una mejor interpretación de los resultados, los valores máximos por piso, y por acelerograma, se normalizan para el PGA respectivo de cada registro; y se grafican con respecto a la altura relativa de la edificación.

Posterior al procesamiento de datos, se cuenta con un número definido de gráficas de aceleraciones máximas de piso, acorde al número de acelerogramas empleados; similares a las mostradas en la Figura 50. Finalmente, con todas las respuestas máximas se determina un valor promedio por piso y sentido; con el objeto de poder comparar los resultados finales entre cada modelo ( $I = 1.0$  y  $I = 1.5$ ).

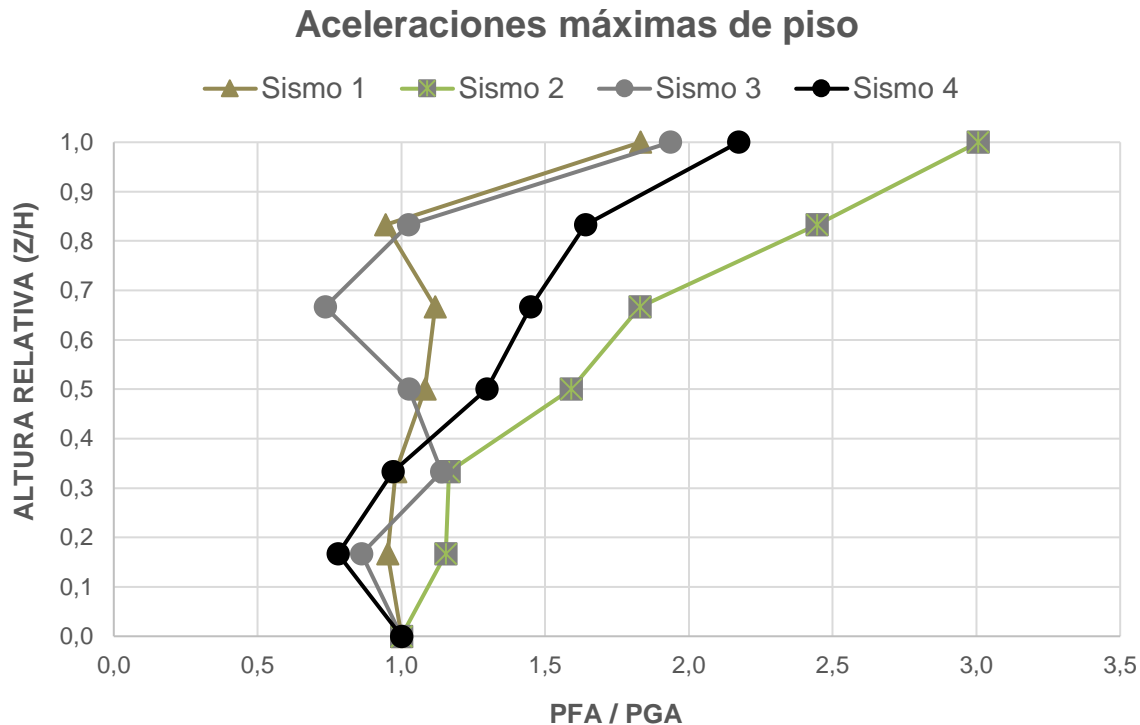


Figura 50 Esquema de Aceleraciones Máximas de Piso (PFA) normalizadas para PGA.

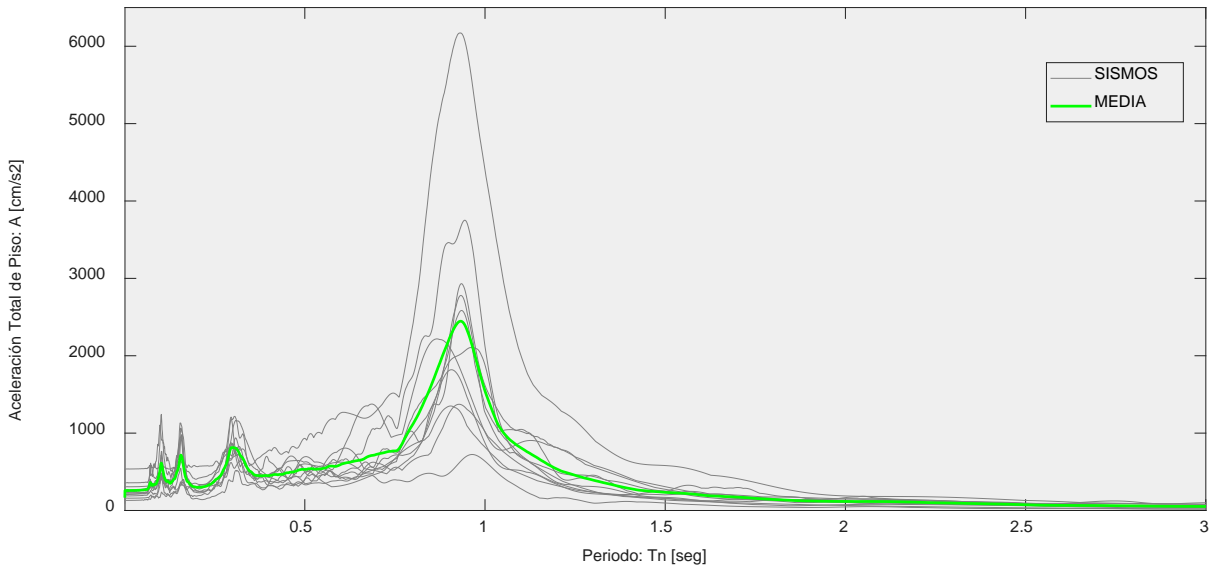
Fuente: Elaboración propia.

## 2.8. Floor Response Spectrum (FRS)

Para el cálculo de los espectros de aceleraciones de piso, se emplea las aceleraciones de piso obtenidas con la metodología de la sección anterior. Para ello, se desarrolla un script en MATLAB, donde en cada piso se aplica el siguiente algoritmo.

- Se define los parámetros iniciales para los cálculos posteriores; tales como, el paso del periodo, el amortiguamiento (2%), y el intervalo de tiempo en el que se construirá el espectro de aceleraciones.
- En base a la metodología expuesta en el capítulo 5 del libro de Chopra (2012), se definen los coeficientes respectivos para resolver la ecuación de movimiento, empleando el método de interpolación de carga.
- De forma iterativa, al resolver la ecuación de movimiento para sistemas de 1GDL, se obtienen respuestas de desplazamiento, velocidad y aceleración relativa en el tiempo. Así también, se determina la velocidad y desplazamiento a nivel del piso; con los cuales se puede construir la respuesta de desplazamiento, velocidad y aceleración absoluta.

- En cada iteración, se determina el valor máximo de la respuesta de aceleración absoluta; puesto que, corresponden a puntos del espectro final de aceleración de dicho piso.
- Todo el proceso anterior se repite por cada nivel de la edificación y por cada registro de aceleración, por lo que, al final se cuenta con 11 espectros de aceleración por cada piso, dirección (X o Y), y para cada modelo ( $(I) = 1.0$  y  $(I) = 1.5$ ); realizando un procesamiento de 264 espectros calculados mediante el software de estudio. En la Figura 51 se presenta un ejemplo de espectros de aceleración, para un conjunto de registros de aceleración, un mismo piso y dirección.
- En cada modelo, se obtiene el promedio de los espectros por piso, en una misma dirección; con ello, como resultado se cuenta con un número definido de gráficas FRS (en X o Y), acorde a la cantidad de pisos de la edificación. Esto permite comparar la variación de aceleración en un mismo piso y dirección, con respecto a cada modelo.



*Figura 51 FRS: Espectro de aceleraciones de piso.  
Fuente: Elaboración propia.*

## Capítulo 3

### 3. Resultados

Para facilidad de interpretación se establece como Modelo 1 al que fue diseñado con un  $(I) = 1.0$ , mientras que el Modelo 2 corresponde al diseño con un  $(I) = 1.5$ . A continuación, se presentan los distintos resultados obtenidos en el análisis de los dos modelos.

#### 3.1. Secciones y Modelos

En las secciones se presentan los elementos estructurales, tanto vigas como columnas, que han sido seleccionados para resistir las distintas cargas en los dos modelos de estudio. En el apartado de modelos, se establecen las distintas características como peso y periodos de vibración; mismos que caracterizan a los dos modelos que han sido diseñados y que dependen de las secciones colocadas.

##### 3.1.1. Secciones de Elementos

Las secciones empleadas en los modelos se dividen en aquellos elementos pertenecientes a los pórticos de gravedad y los elementos de los pórticos sismorresistentes. Estas secciones serán las mismas en cada eje horizontal y vertical del modelo de análisis, para un mismo piso; es decir, por cada piso, modelo y sistema resistente, se plantea una sola sección de vigas y columnas.

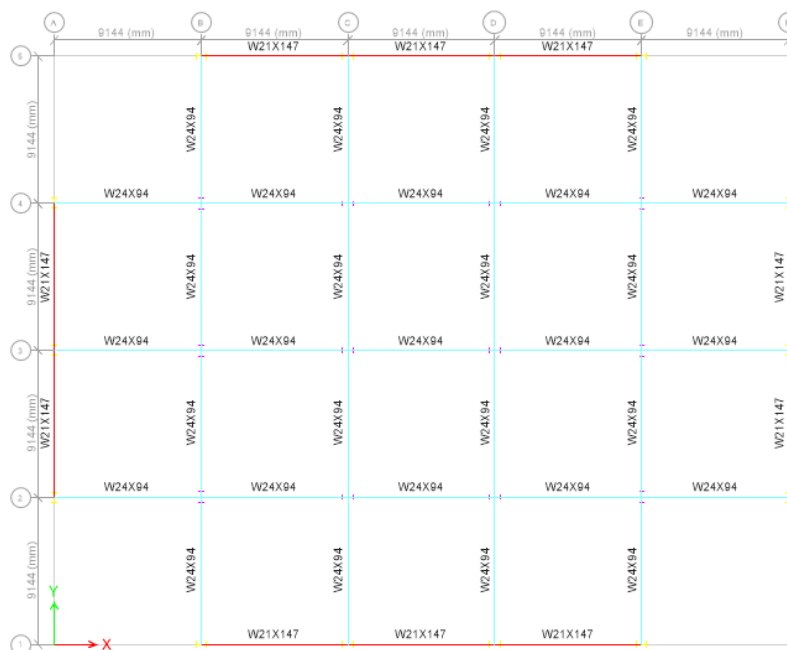


Figura 52 Vista en planta de la distribución de los pórticos para los dos modelos.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



En la figura anterior se establece la distribución en planta de los pórticos en cada modelo, misma que se dividen en ejes (X, Y). Los pórticos sismorresistentes se ubican en la parte perimetral de la estructura, específicamente son aquellos presentados de color rojo en la Figura 52. Los pórticos de gravedad se ubican en la parte central de la estructura, y corresponden al resto de elementos presentes en figura anterior.

### 3.1.1.1. Elementos en Pórticos de Gravedad

Debido a que las cargas de gravedad no varían entre los dos modelos, se establecen las mismas secciones para su diseño. Las secciones empleadas en todos los pórticos de gravedad se presentan a continuación.

Tabla 10 Secciones de pórticos de gravedad para los dos modelos.  
Fuente: Elaboración propia.

Piso	Secciones	
	Vigas	Columnas
6	W24x94	W27x114
5	W24x94	W27x114
4	W24x94	W27x114
3	W24x94	W27x114
2	W24x94	W27x146
1	W24x94	W27x161



Figura 53 Pórtico de gravedad del Eje D de los dos modelos de estudio.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



### 3.1.1.2. Elementos de Pórticos Sismorresistentes

Los pórticos sismorresistentes varían de secciones entre el Modelo 1 y Modelo 2, debido a la modificación que sufre el espectro de respuesta para el diseño en cada modelo. Las secciones del Modelo 1 son más pequeñas que las secciones del Modelo 2, tal como se presenta a continuación.

Tabla 11 Secciones para pórticos sismorresistentes para cada modelo de estudio.  
Fuente: Elaboración propia.

Piso	Modelo 1		Modelo 2	
	Vigas	Columnas	Vigas	Columnas
6	W21x147	W24x176	W24x146	W27x194
5	W21x147	W27x235	W27x178	W33x318
4	W21x147	W27x235	W27x178	W33x318
3	W21x182	W27x281	W27x235	W33x387
2	W21x182	W27x281	W27x235	W33x387
1	W21x182	W27x281	W27x235	W33x387

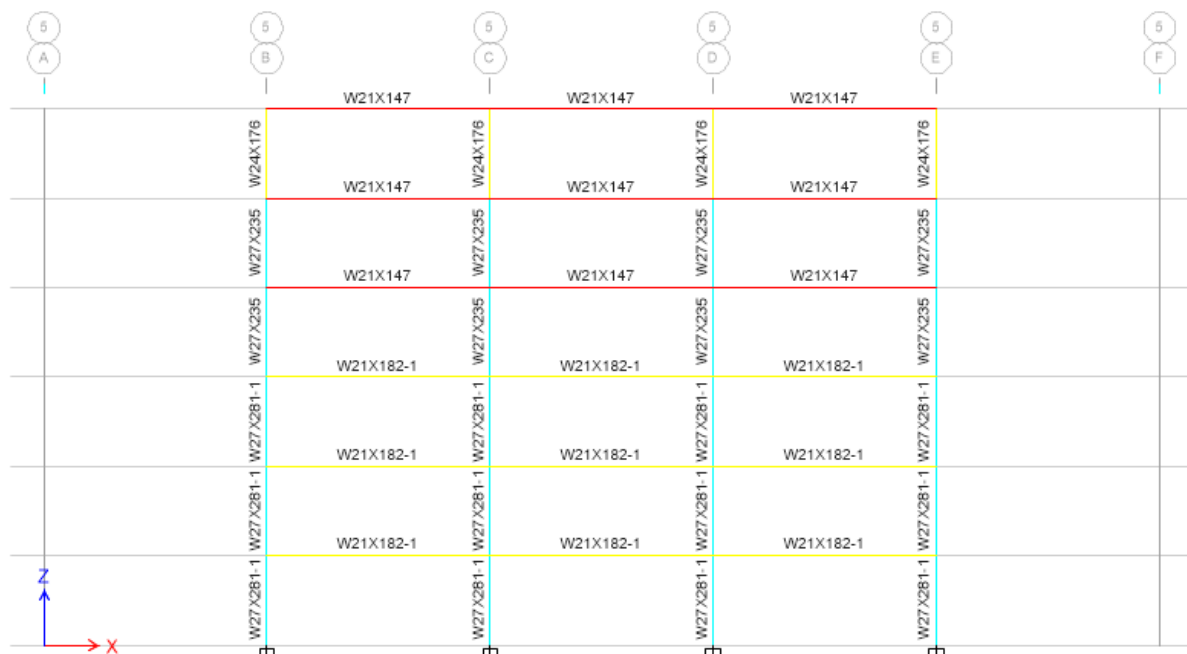


Figura 54 Pórtico sismorresistente para el Eje 5 del Modelo 1.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



*Figura 55 Pórtico sismorresistente para el Eje 5 del Modelo 2.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.*

### 3.1.2. Características de los Modelos de Estudio

Entre las principales características de los modelos, se encuentran el peso de la estructura y los periodos de vibración generados después de establecer las secciones necesarias. Estas características son fundamentales para el ATH y el diseño de los CNEs.

### 3.1.2.1. Peso de la Estructura

El peso de la estructura se mide en toneladas fuerza (Tnf) y comprende el peso de los elementos de vigas y columnas (CM), además del peso de carga muerta adicional como acabados y losas (SD). El valor de CM varía entre cada modelo debido a las distintas secciones empleadas en el diseño, mientras que el valor de SD es el mismo porque la carga muerta adicional se obtiene del modelo base empleado en la investigación. Esta característica es muy relevante en los resultados de la investigación, puesto que interviene directamente en el análisis dinámico realizado y su repercusión.

*Tabla 12* Peso de la estructura generado en cada modelo de investigación.  
Fuente: Elaboración propia.

Piso	Modelo 1		Modelo 2	
	CM [Tnf]	SD [Tnf]	CM [Tnf]	SD [Tnf]
6	81.9464	231.8762	80.6388	231.8762
5	177.8214	734.4018	165.8673	734.4018
4	273.6964	1236.9274	251.0958	1236.9274
3	382.6216	1739.4531	344.6923	1739.4531
2	493.6804	2241.9787	440.4226	2241.9787
1	605.7172	2744.5043	537.1309	2744.5043

### 3.1.2.2. Periodos de Vibración (Tn)

Los periodos de vibración son fundamentales para el ATH, debido a que se emplean para escalar los registros sísmicos de diseño. Esta característica depende directamente de la masa de los elementos y según la normativa ASCE/SEI 7-16 debe alcanzar una participación de masa modal (PMM) de al menos el 90%. El periodo de vibración fundamental de la estructura corresponde al valor del primer modo de vibración. A continuación, se presentan las características de 9 modos de vibración que actúan sobre la estructura y cumplen con la PMM.

*Tabla 13 Periodos de Vibración y Participación Modal de los dos modelos.  
Fuente: Elaboración propia.*

Modo	Modelo 1				Modelo 2			
	Tn [s]	PMM_X [-]	PMM_Y [-]	Dirección	Tn [s]	PMM_X [-]	PMM_Y [-]	Dirección
1	1.526	0.00%	77.18%	Desp Y(+)	1.120	0.00%	76.46%	Desp Y(+)
2	1.278	77.79%	77.18%	Desp X(-)	0.935	77.12%	76.46%	Desp X(-)
3	0.833	77.79%	77.18%	Rotación	0.610	77.12%	76.46%	Rotación
4	0.462	77.79%	90.29%	Desp Y(-)	0.354	77.12%	89.66%	Desp Y(-)
5	0.396	90.46%	90.29%	Desp X(-)	0.301	89.89%	89.66%	Desp X(-)
6	0.261	90.46%	90.29%	Rotación	0.198	89.89%	89.66%	Rotación
7	0.227	90.46%	95.45%	Desp Y(-)	0.181	89.89%	94.83%	Desp Y(-)
8	0.200	95.46%	95.45%	Desp X(+)	0.158	94.86%	94.83%	Desp X(+)
9	0.140	95.46%	98.13%	Rotación	0.114	94.86%	97.82%	Rotación

## 3.2. Diseño por Servicio

Para el diseño por servicio se obtienen los resultados del AME utilizando el software ETABS para su realización; algunos de los resultados se procesan tal como se describe en las secciones 1.3 y 2.4. Para el diseño por servicio se comprueba los parámetros de derivas de piso, control de irregularidades y control de efectos P-Delta.

### 3.2.1. Control de Derivas de Piso

El control de derivas de piso parte de la obtención de la deriva elástica empleando el software ETABS. Este resultado se procesa tal como se establece en la sección 1.3.1 para comparar la deriva de piso inelástica con los límites establecidos en la normativa ASCE 7-16. Los resultados de las derivas de piso se presentan a continuación.

Tabla 14 Control de Derivas de Piso para los dos modelos.  
Fuente: Elaboración propia.

PISO	Altura de entre piso h [mm]	Modelo 1					Modelo 2				
		Deriva Elástica		Deriva Inelástica		LIMITE	Deriva Elástica		Deriva Inelástica		LIMITE
		$\Delta_{E_X}$ [-]	$\Delta_{E_Y}$ [-]	$\Delta_{I_X}$ [-]	$\Delta_{I_Y}$ [-]	[-]	$\Delta_{E_X}$ [-]	$\Delta_{E_Y}$ [-]	$\Delta_{I_X}$ [-]	$\Delta_{I_Y}$ [-]	[-]
6	3657.6	0.14%	0.23%	0.79%	1.28%	2.00%	0.14%	0.19%	0.53%	0.69%	1.00%
5	3657.6	0.20%	0.30%	1.08%	1.65%	2.00%	0.18%	0.23%	0.68%	0.85%	1.00%
4	3657.6	0.23%	0.34%	1.28%	1.88%	2.00%	0.22%	0.26%	0.80%	0.97%	1.00%
3	3657.6	0.24%	0.35%	1.34%	1.93%	2.00%	0.23%	0.27%	0.83%	0.99%	1.00%
2	3657.6	0.23%	0.33%	1.26%	1.80%	2.00%	0.21%	0.25%	0.77%	0.91%	1.00%
1	3657.6	0.14%	0.20%	0.77%	1.09%	2.00%	0.12%	0.14%	0.46%	0.53%	1.00%

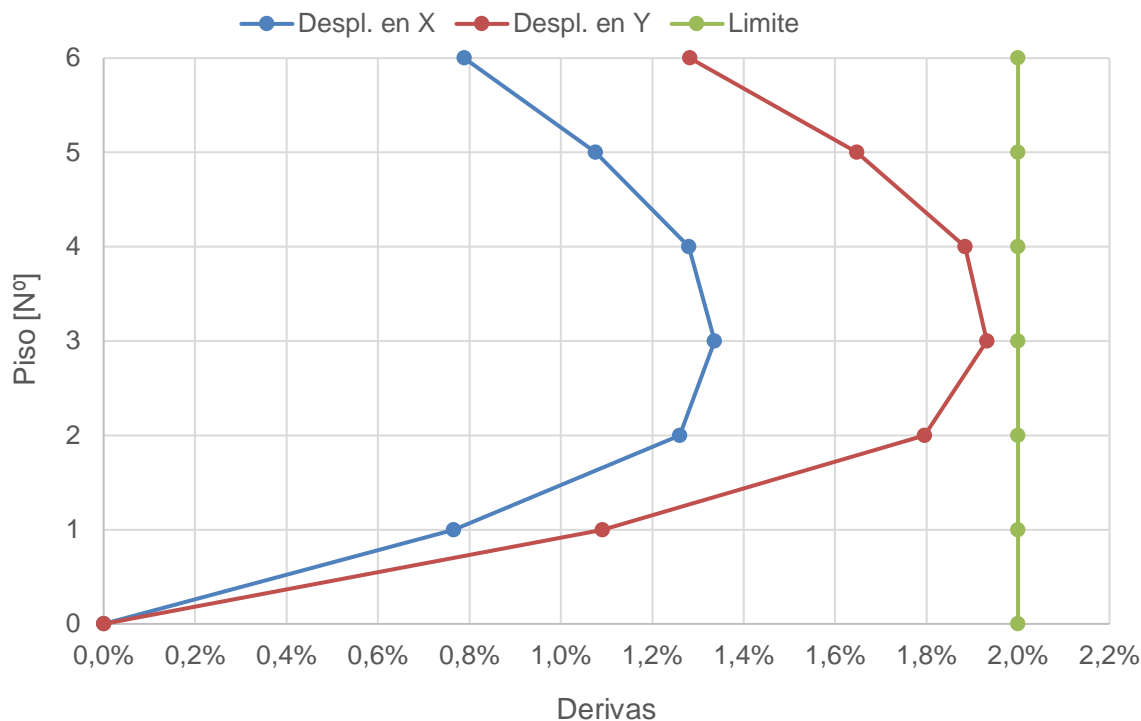


Figura 56 Gráfico del control de derivas para el Modelo 1.  
Fuente: Elaboración propia.

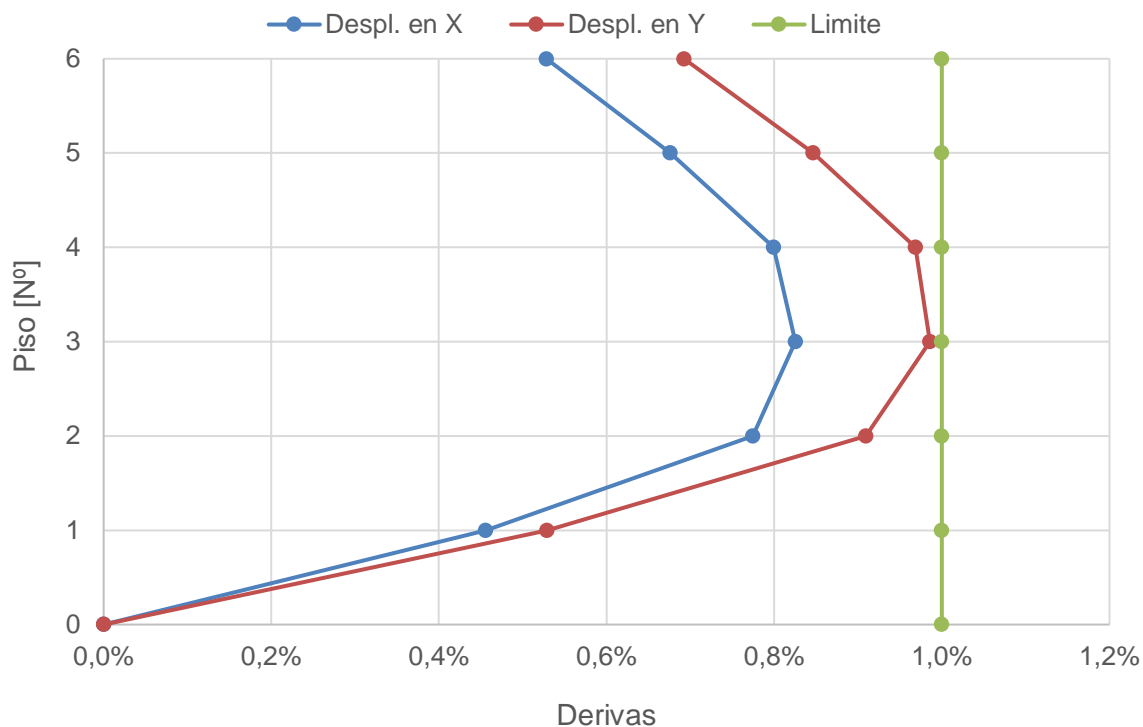


Figura 57 Gráfico del control de derivas para el Modelo 2.

Fuente: Elaboración propia.

Tal como se presenta en la tabla y en las dos figuras anteriores, los resultados del control de derivas fueron satisfactorias para los dos modelos. En ella se muestra la diferencia de diseño entre un eje coordenado y el otro, puesto que se tiene una menor rigidez en el pórtico sismorresistentes del eje Y.

### 3.2.2. Control de Irregularidades

Para el control de irregularidades se realiza un procesamiento de los resultados obtenidos en el control de derivas de piso y en el software de ETABS, mediante los desplazamientos. Con este procesamiento se verifica tanto irregularidades en planta como en elevación; los principales parámetros de verificación corresponden a irregularidad torsional e irregularidad por piso flexible.

#### 3.2.2.1. Irregularidad Torsional

Los resultados obtenidos para este tipo de irregularidad se consiguen con el procesamiento de los resultados de desplazamiento para los dos modelos de estudio. Los valores obtenidos se presentan a continuación.

Tabla 15 Control de Irregularidad Torsional para los dos modelos.  
Fuente: Elaboración propia.

PISO	Modelo 1				Modelo 2			
	Eje X		Eje Y		Eje X		Eje Y	
	Umáx /Uprom	Criterio	Umáx /Uprom	Criterio	Umáx /Uprom	Criterio	Umáx /Uprom	Criterio
6	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE
5	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE
4	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE
3	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE
2	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE
1	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE	1.05	CUMPLE

Tal como se presencia en la tabla anterior, los coeficientes indican que la irregularidad torsional no tiene influencia en la estructura de estudio, para ningún modelo.

### 3.2.2.2. Irregularidad de Piso Flexible

Los resultados de esta irregularidad se obtienen mediante el procesamiento de resultados del control de derivas de piso. Los resultados obtenidos fueron los siguientes.

Tabla 16 Control de Irregularidad de Piso Flexible para los dos modelos.  
Fuente: Elaboración propia.

PISO	Modelo 1				Modelo 2			
	Sismo X		Sismo Y		Sismo X		Sismo Y	
	Ui /Ui+1	Criterio	Ui /Ui+1	Criterio	Ui /Ui+1	Criterio	Ui /Ui+1	Criterio
6	1.36	CUMPLE	1.28	CUMPLE	1.28	CUMPLE	1.22	CUMPLE
5	1.19	CUMPLE	1.14	CUMPLE	1.18	CUMPLE	1.14	CUMPLE
4	1.04	CUMPLE	1.03	CUMPLE	1.03	CUMPLE	1.02	CUMPLE
3	0.94	CUMPLE	0.93	CUMPLE	0.94	CUMPLE	0.92	CUMPLE
2	0.61	CUMPLE	0.61	CUMPLE	0.59	CUMPLE	0.58	CUMPLE

Tal como se presenta en la tabla anterior, los coeficientes reflejan que la irregularidad de piso flexible no posee influencia sobre la estructura de estudio, en ninguno de los 2 modelos.

### 3.2.3. Efecto P-delta

Los resultados de análisis del efecto P-Delta son producto de un procesamiento realizado con los resultados del control de derivas de piso, en el cual también se incluyen los resultados de fuerzas cortantes y peso de la estructura. Los resultados del efecto P-Delta se presentan a continuación.

Tabla 17 Efecto P-delta de los dos modelos.  
Fuente: Elaboración propia.

PISO	Modelo 1				Modelo 2			
	Sismo X		Sismo Y		Sismo X		Sismo Y	
	$\theta_x$	Criterio	$\theta_y$	Criterio	$\theta_x$	Criterio	$\theta_y$	Criterio
6	0.01	OK	0.02	OK	0.01	OK	0.01	OK
5	0.05	OK	0.07	OK	0.03	OK	0.04	OK
4	0.08	OK	0.11	ESCALAR	0.04	OK	0.06	OK
3	0.09	OK	0.13	ESCALAR	0.05	OK	0.07	OK
2	0.10	ESCALAR	0.14	ESCALAR	0.05	OK	0.08	OK
1	0.07	OK	0.10	OK	0.04	OK	0.05	OK

Tal como se presenta en la tabla anterior, el efecto P-Delta no tiene influencia sobre el modelo 2; sin embargo, en el modelo 1 se debe realizar un escalamiento de las fuerzas de diseño debido a la influencia del efecto P-Delta. El factor de escala se obtiene mediante expresiones establecidas en la normativa ASCE 7-16 y corresponde a los siguientes valores.

Tabla 18 Factores de escala para control del efecto P-delta en el modelo 1.  
Fuente: Elaboración propia.

PISO	Modelo 1	
	$C_{\theta_X}$	$C_{\theta_Y}$
6	1.02	1.02
5	1.05	1.07
4	1.08	1.12
3	1.10	1.16
2	1.11	1.16
1	1.08	1.11

Con los factores de escala presentados en la tabla anterior, se controla la influencia del efecto P-delta en el modelo 1; para lo cual se requiere verificar nuevamente el control de derivas de piso y el control de irregularidades. Los resultados de este modelo presentes en la sección 3.2.1 y sección 3.2.2 ya poseen una fuerza de diseño escalado mediante estos factores, por lo cual los mencionados resultados son los correctos.

### 3.2.4. Comparación entre Modelo 1 y Modelo 2

La variación de los resultados obtenidos en las derivas de piso, para la componente X de los dos modelos de estudio, se encuentra en el orden del 60%; mientras que en la componente Y, esta variación es de un 50%. La normativa estadounidense establece una variación del límite de derivas en un orden del 50%, según el (I) aplicado en la investigación. Para el cálculo de estas variaciones, se divide el resultado de derivas del modelo 2 sobre



las derivas del modelo 1. Bajo este criterio, los resultados de la componente X reflejan una mayor rigidez del modelo 1, debido a una variación superior con respecto a los límites establecidos por el código. Ver Figura 58.

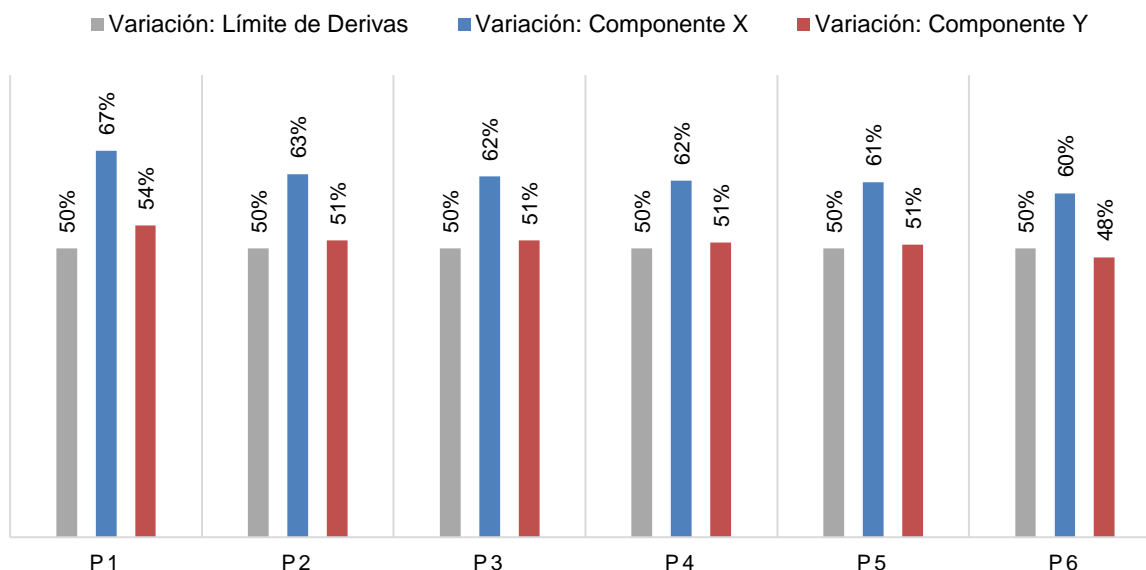


Figura 58 Variación porcentual entre las derivas inelásticas de los dos modelos, para cada componente.  
Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presenta la comparación entre las derivas alcanzadas de los dos modelos de estudio respecto a su límite correspondiente, según la normativa de referencia. En donde la variación se obtiene a raíz de la diferencia porcentual que existe entre el límite de derivas y los resultados del modelo correspondiente.

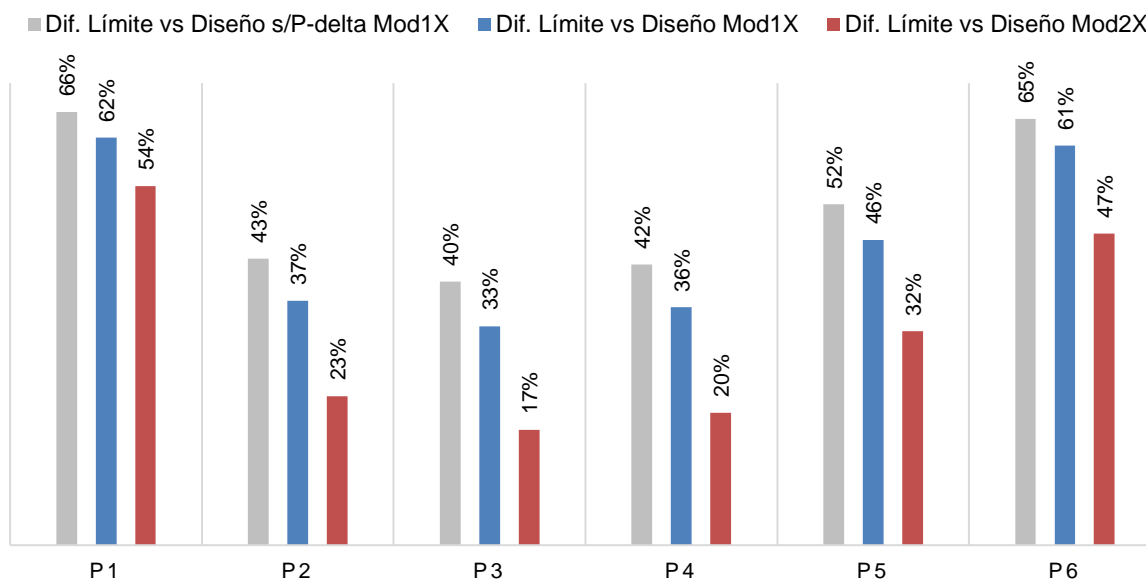


Figura 59 Variación porcentual de la deriva de piso del eje X para los dos modelos de estudio.  
Fuente: Elaboración propia.

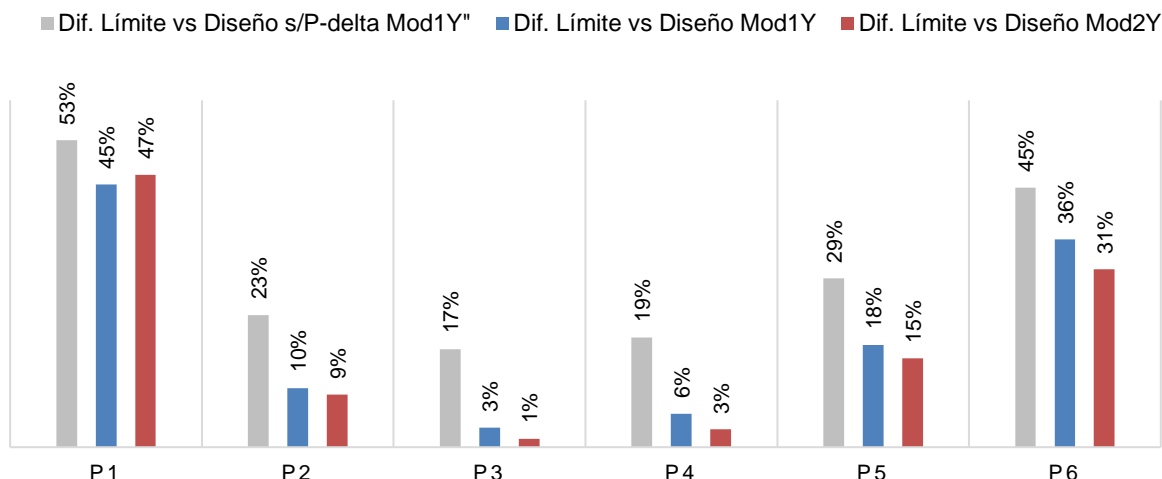


Figura 60 Variación porcentual de la deriva de piso del eje Y para los dos modelos de estudio.  
Fuente Elaboración propia.

De la Figura 59 y Figura 60, se aprecia la variación existente entre el límite de derivas establecido por la normativa ASCE/SEI 7-16 y el diseño generado en la investigación de acuerdo a cada modelo. El primer grupo de barras (color gris), representa el comportamiento de las secciones del modelo 1 antes de controlar el efecto P-delta; mientras que el segundo grupo de barras (color azul), representa el comportamiento de las secciones del modelo 1 cuando se ha controlado efectos de segundo orden. La variación entre resultados presentados en el modelo 1, corresponden al incremento de las fuerzas de diseño, pero manteniendo las mismas secciones y límites establecidos desde un principio, por tal motivo se asocia este hecho a un sobredimensionamiento de los elementos presentes en este modelo. Por otra parte, el último grupo de barras (color rojo), establece el comportamiento generado en el análisis del modelo 2; estos resultados muestran un diseño más rígido respecto al límite de la normativa (valores más bajos), en comparación con los resultados presentados en el modelo 1. Con todo lo mencionado, se establece que los efectos de segundo orden tienen gran influencia en la investigación, debido a que las estructuras de acero son más propensas a experimentar este comportamiento.

### 3.3. Diseño por Resistencia

Los resultados del diseño por resistencia se los obtiene del software ETABS, el cual establece la relación demanda capacidad (D/C) de los elementos. Entre los resultados se encuentra el diseño de pórticos sismorresistentes y pórticos de gravedad.

#### 3.3.1. Pórticos de Gravedad

El diseño por resistencia de los pórticos por gravedad otorga el mismo resultado para los dos modelos, porque no varían las cargas y las secciones. A continuación, se presentan los distintos resultados del diseño de estos elementos.

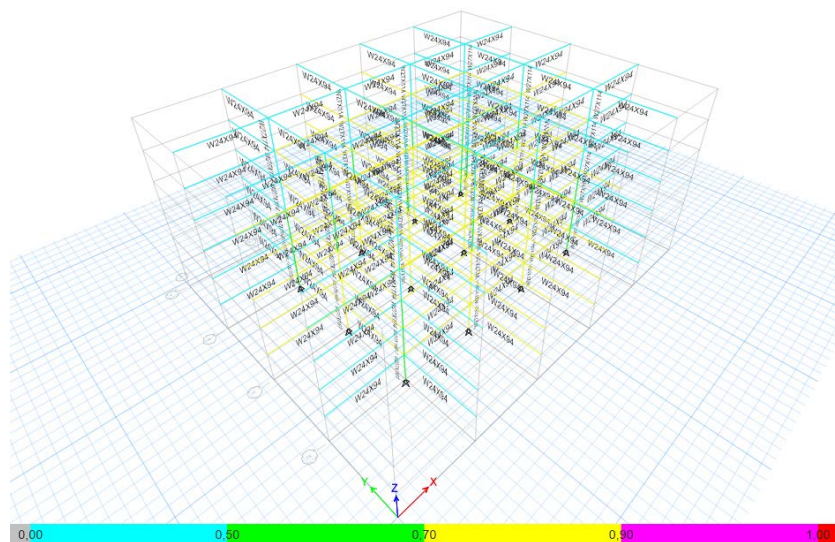


Figura 61 Vista 3D del diseño por resistencia de pórticos de gravedad.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.



Figura 62 Diseño por resistencia del Eje D del pórtico de gravedad.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Como se aprecia en las figuras anteriores, ningún elemento supera la relación  $D/C=1.0$  (color rojo), lo que indica un correcto diseño de los elementos por resistencia.

### 3.3.2. Pórticos Sismorresistentes

El diseño por resistencia de los pórticos sismorresistentes varía respecto al Modelo 1 y Modelo 2. Entre las características principales a considerar se encuentran la relación  $D/C$  y el criterio columna fuerte viga débil.

### 3.3.2.1. Modelo 1

#### Relación D/C de los elementos del modelo

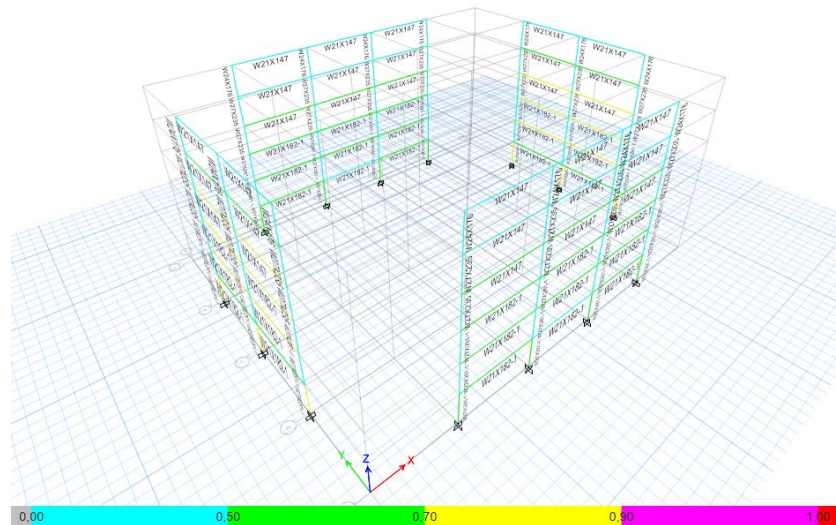


Figura 63 Diseño por resistencia de pórticos sismorresistentes del modelo 1 (plano 3D).  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

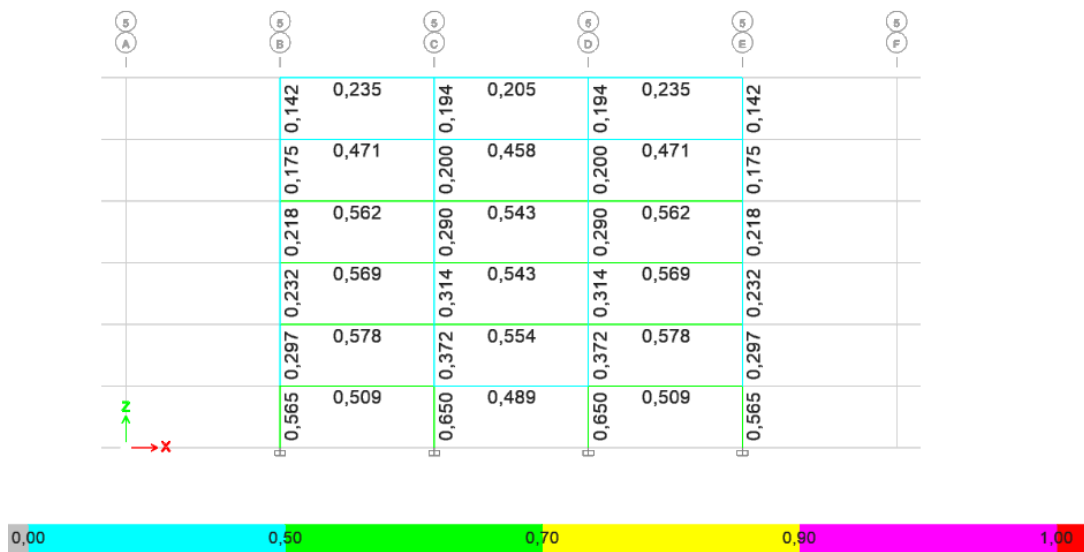


Figura 64 Diseño por resistencia en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 1.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Como se aprecia en las figuras anteriores, ningún elemento supera la relación  $D/C=1.0$  (color rojo), lo que indica un correcto diseño de los elementos por resistencia. En estos resultados se puede observar que los valores  $D/C$  son bastante bajos (inferiores a 0.6), lo que indica que el diseño por servicio controla el análisis de la estructura.

### Criterio Columna Fuerte Viga Débil (B/M)

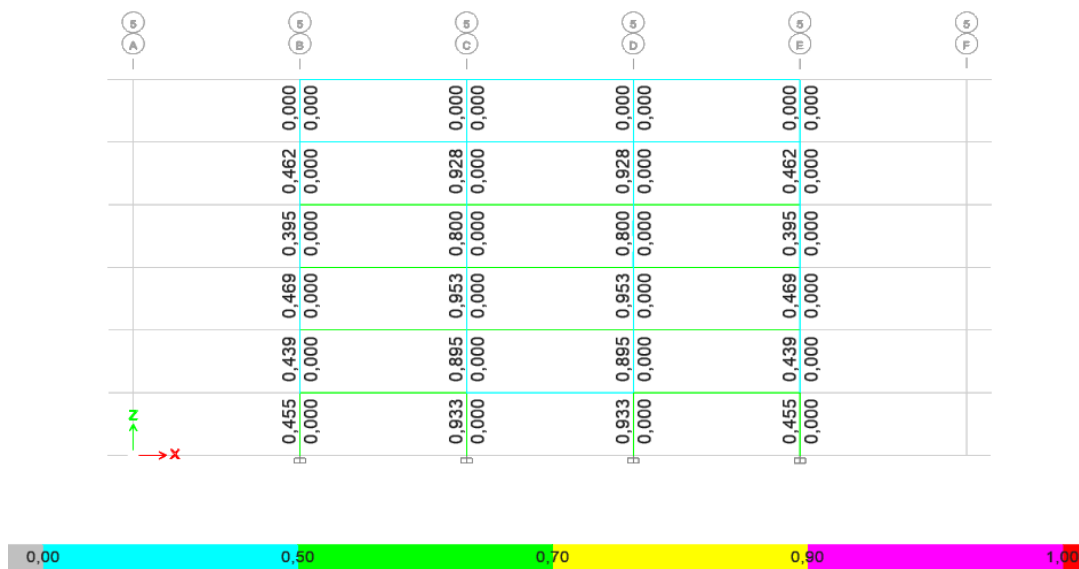


Figura 65 Criterio Columna Fuerte Viga Débil en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 1.  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Como se aprecia en la figura anterior, ningún elemento supera la relación  $B/M=1.0$  (color rojo), lo que indica un correcto diseño de este criterio en el modelo 1.

### 3.3.2.2. Modelo 2

#### Relación D/C de los elementos del modelo

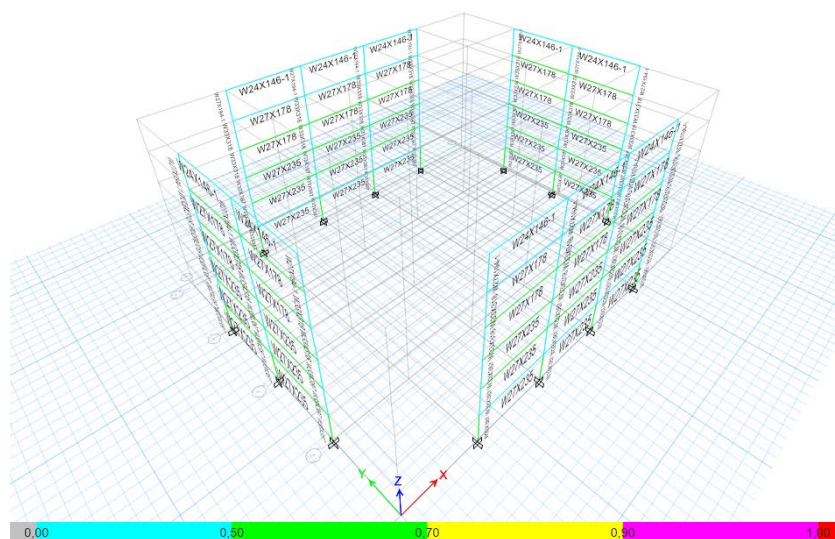


Figura 66 Diseño por resistencia de pórticos sismorresistentes del modelo 2 (plano 3D).  
Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

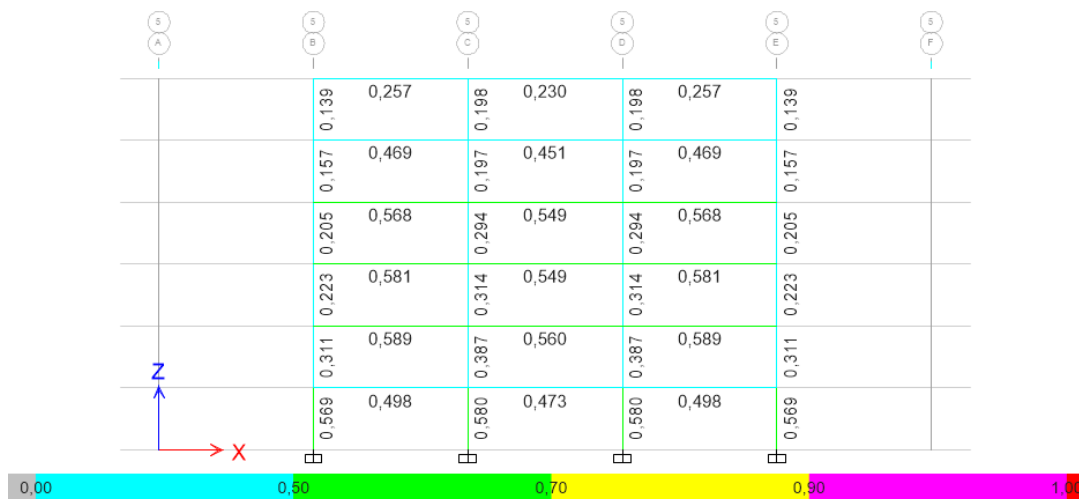


Figura 67 Diseño por resistencia en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 2.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Como se aprecia en las figuras anteriores, ningún elemento supera la relación  $D/C=1.0$  (color rojo), lo que indica un correcto diseño de los elementos por resistencia. En estos resultados se puede observar que los valores  $D/C$  son bastante bajos (inferiores a 0.6), lo que indica que el diseño por servicio controla el análisis de la estructura.

### Criterio Columna Fuerte Viga Débil (B/M)

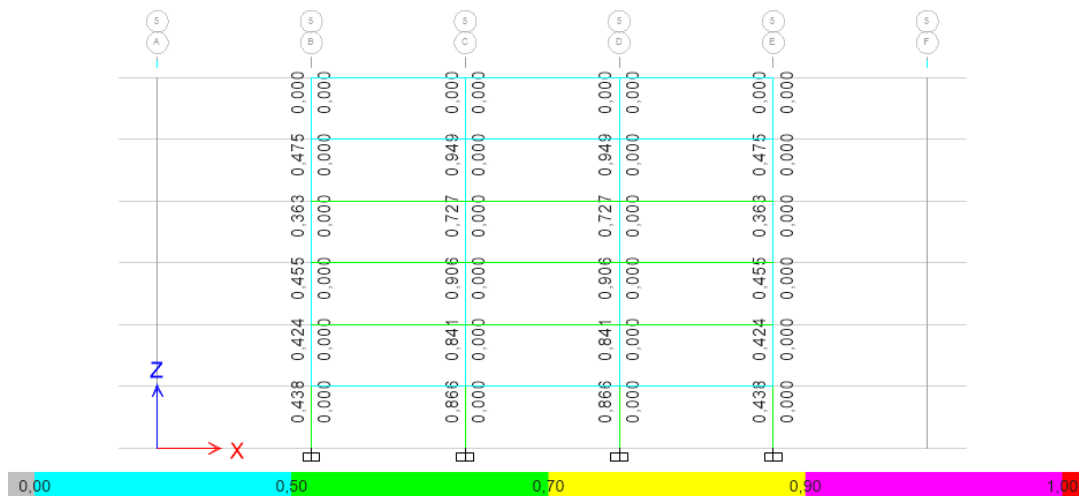


Figura 68 Criterio Columna Fuerte Viga Débil en Eje 5 del pórtico sismorresistente del modelo 2.

Fuente: Elaboración propia desde ETABS.

Como se aprecia en la figura anterior, ningún elemento supera la relación  $B/M=1.0$  (color rojo), lo que indica un correcto diseño de este criterio en el modelo 2.



### 3.4. Componentes no Estructurales (CNEs)

Estos resultados corresponden a un ATH lineal, en el cual se determinan las aceleraciones de piso producidas por 11 registros sísmicos empleados en el diseño. Estos valores se analizan mediante distintas comparaciones que permiten comprender de mejor manera el comportamiento de estos elementos frente a la acción de las aceleraciones sísmicas. En principio, se realiza la comparación de un espectro de respuesta sísmica obtenido mediante el ATH en el software MATLAB y un ATH en el software ETABS, permitiendo verificar el algoritmo desarrollado para la investigación. En segunda instancia se realiza una comparación de las aceleraciones de piso para CNEs rígidos utilizando el método PFA y finalmente, se realiza una comparación de CNEs flexibles empleando el método FRS. Los resultados obtenidos en las comparaciones se presentan a continuación.

#### 3.4.1. Comparación del Espectro de Respuesta

En esta sección se comparan los resultados obtenidos del espectro de respuesta de un registro sísmico. En la comparación se analiza el resultado obtenido mediante el software MATLAB, mediante la elaboración de un algoritmo para realizar el método numérico de Interpolación de Carga, con el software de diseño ETABS, en el cual se ingresa el registro sísmico para obtener como resultado el espectro de aceleración absoluta. El resultado obtenido se presenta mediante la siguiente figura.

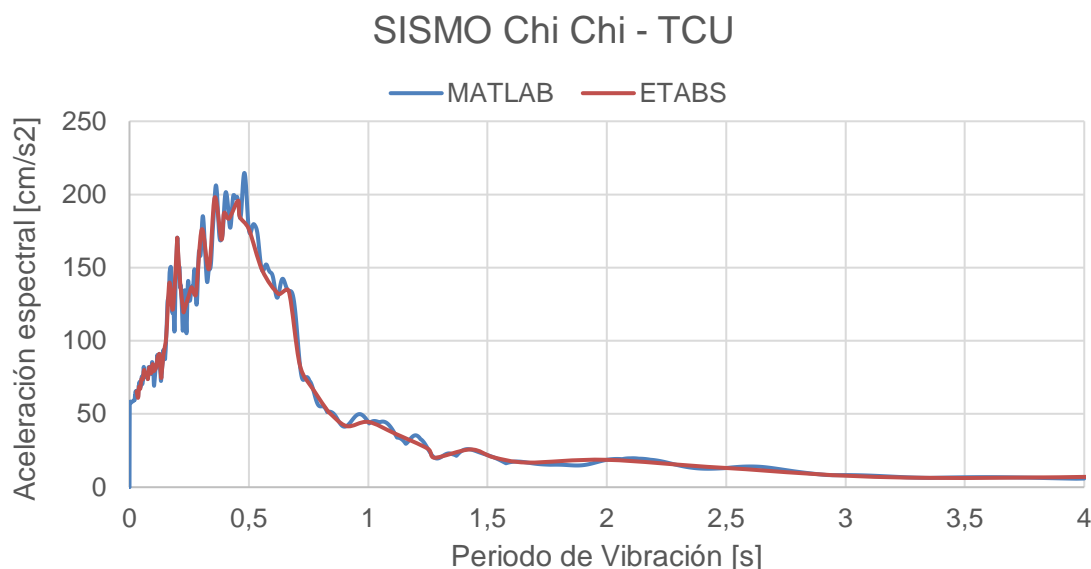


Figura 69 Comparación del espectro de respuesta del sismo Chi Chi - TCU para componente X del piso 1.  
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 69 se puede apreciar que los resultados entre los espectros de respuesta de cada software, son parecido el uno con el otro. La diferencia principalmente radica, en la cantidad de datos del periodo de vibración que fueron analizados mediante el software MATLAB, pues se analizan con mayor precisión con respecto al paso del periodo empleado por el software ETABS.



### 3.4.2. Comparación de Aceleraciones en CNEs Rígidos

Los resultados de las aceleraciones de piso para CNEs rígidos se los obtiene del valor máximo absoluto de las aceleraciones totales de piso generadas mediante el software ETABS, conociéndole por el nombre de PFA. Los resultados presentados a continuación, corresponden a la comparación entre los promedios de todos los registros del PFA, para el modelo 1 y modelo 2, en cada dirección horizontal de análisis.

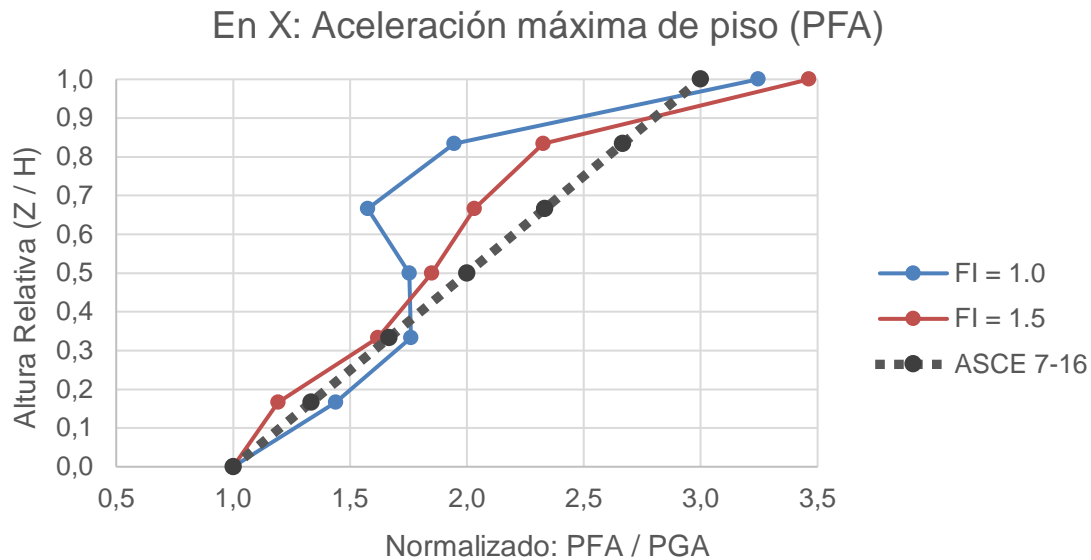


Figura 70 Comparación de resultados del PFA para la dirección X.  
Fuente: Elaboración propia.

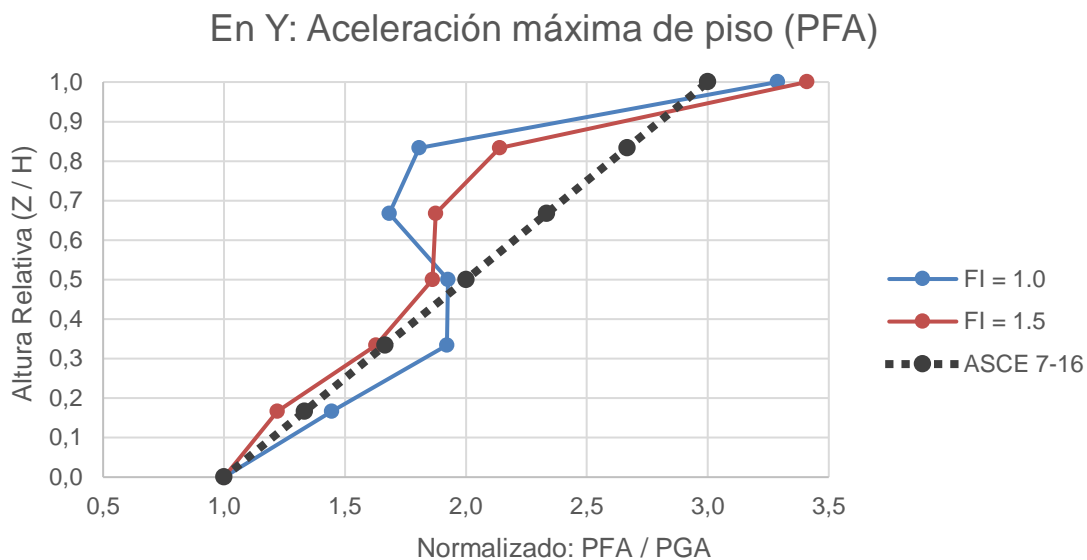


Figura 71 Comparación de resultados del PFA para la dirección Y.  
Fuente: Elaboración propia.

En la Figura 70 y Figura 71 se aprecia la comparación de comportamientos en CNEs rígidos empleados en el modelo 1 ( $I=1.0$ ) y modelo 2 ( $I=1.5$ ); donde, los máximos valores registrados de las aceleraciones de piso se encuentran en los pisos finales del modelo 2. En base a estos resultados, se puede cuantificar la variación de las aceleraciones de piso entre los dos modelos de estudio, cuando los CNEs se encuentran en distintas zonas del edificio. Ver Figura 72.

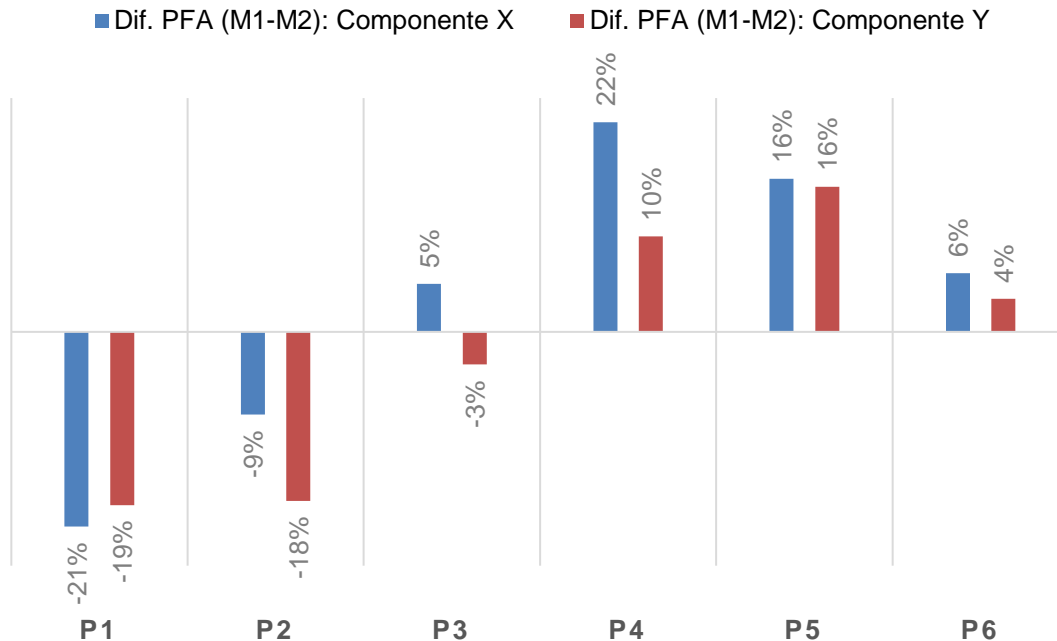


Figura 72 Variación porcentual entre los resultados del PFA, en los dos modelos de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

La variación porcentual de la figura anterior corresponde a la diferencia de resultados del PFA entre los dos modelos, tomando como referencia las respuestas del modelo 2. Para los pisos P1 y P2, el modelo 1 refleja un comportamiento más perjudicial que el modelo 2 (variaciones negativas), lo que podría tomarse como una respuesta adecuada bajo las regulaciones de la normativa, en el diseño de estructuras esenciales. Por otra parte, del piso P4 al P6, el modelo 2 devuelve resultados más críticos que el modelo 1 (variaciones positivas), lo que implica un inconveniente con respecto a las regulaciones de diseño planteadas en la normativa; porque, generalmente, las estructuras esenciales poseen varios pisos de construcción. Sin embargo, para el piso P3, las variaciones presentadas entre los modelos de estudio están influenciadas por la dirección del eje coordinado con respecto al cual se realiza el análisis; puesto que devuelve resultados positivos y negativos.

### 3.4.3. Comparación de Aceleraciones en CNEs Flexibles

Los resultados de las aceleraciones de piso para CNEs flexibles se los obtiene del espectro de pseudo aceleración generado mediante el software MATLAB, en el cual se

analiza cada piso de estudio por separado. Como se ha planteado anteriormente, la metodología empleada en este análisis corresponde al FRS. En los resultados presentados a continuación, se compara el valor promedio de todos los registros del FRS del modelo 1 y modelo 2, en cada uno de los pisos de la estructura y en cada dirección horizontal de análisis.

En la Figura 73 y Figura 74 se observa la comparación de comportamientos en CNEs flexibles empleados en los dos modelos de estudio. Estos elementos poseen un comportamiento distinto respecto a la magnitud de la aceleración, dependiendo del piso en el cual se encuentran ubicados; sin embargo, los máximos valores se presentan bajo el periodo fundamental de cada modelo, en todos los pisos. En las mismas figuras, se puede apreciar que las máximas aceleraciones de estos CNEs se encuentran en el modelo 2 ( $I=1.5$ ) para todos los pisos de estudio de la edificación. Por tal motivo, resulta más conflictivo emplear los criterios de diseño establecidos en la normativa para estructuras esenciales, si se tiene en consideración el comportamiento de estos elementos.

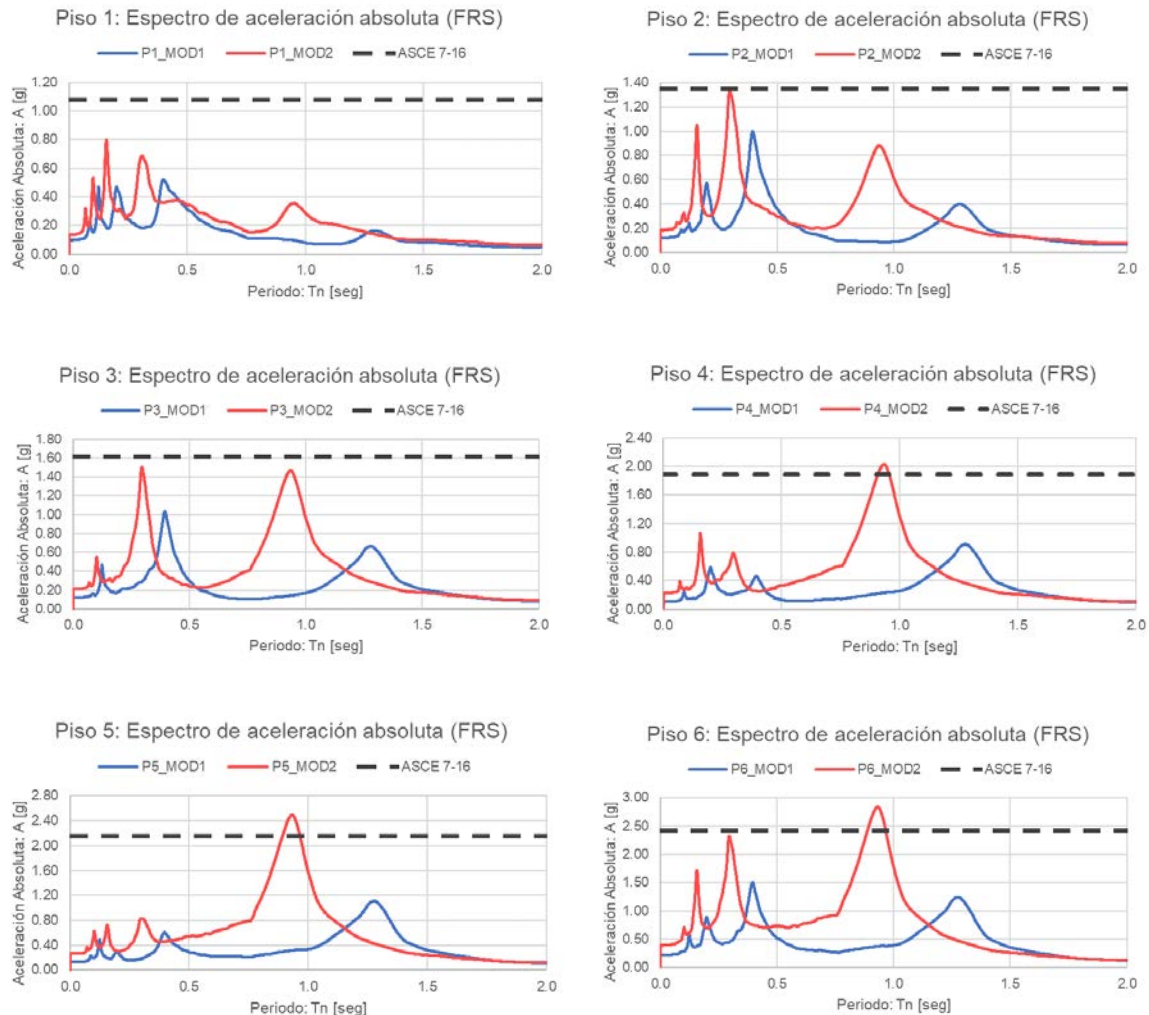


Figura 73 Comparación de resultados del FRS para la dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

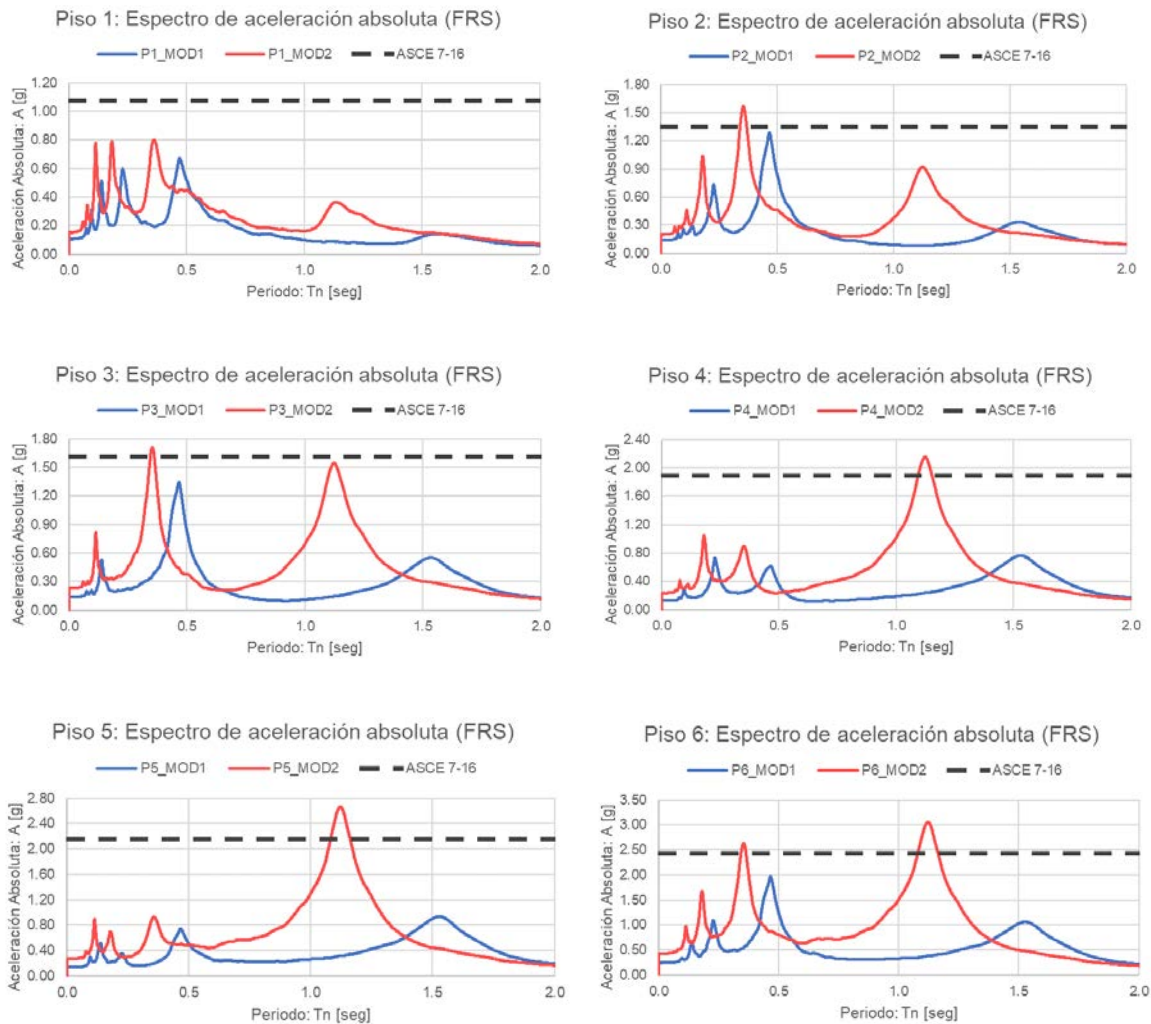


Figura 74 Comparación de resultados del FRS para la dirección Y.  
Fuente: Elaboración propia.

Bajo los resultados anteriores se determina la variación cuantitativa entre los valores pico de las respuestas del FRS, para cada nivel. Esta variación se obtiene a través de la diferencia de los valores presentados en zonas de resonancia del periodo fundamental entre el CNE y la estructura ( $T_{CNE} = T_{SMF}$ ), con respecto a los resultados del modelo 2; tal como se observa en la Figura 75.

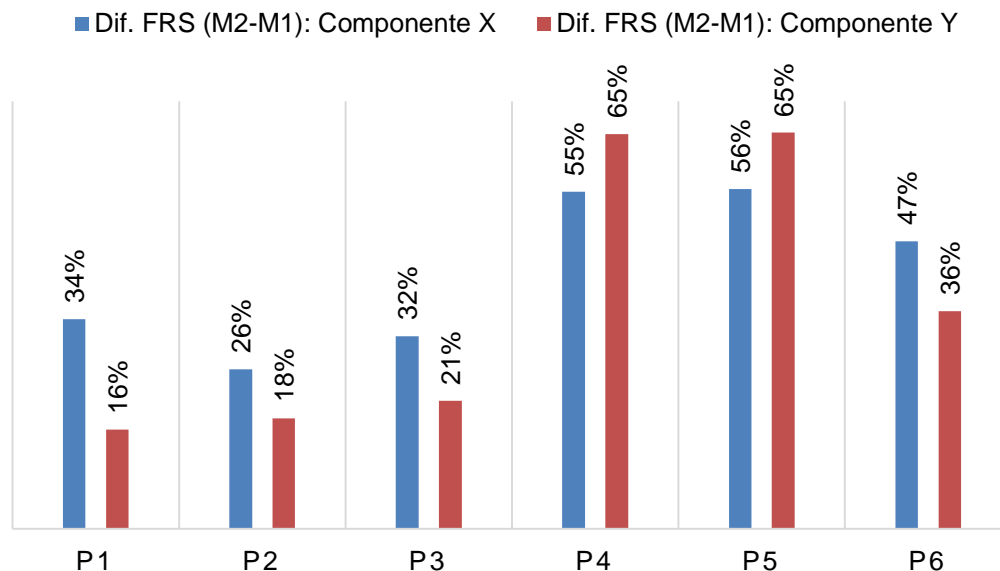


Figura 75 Variación porcentual entre los valores máximos del FRS, en los dos modelos de estudio.

Fuente: Elaboración propia.

En la figura anterior se muestra un comportamiento más crítico en los resultados del modelo 2 con respecto al modelo 1 (variaciones positivas), en todos los pisos de análisis, a diferencia de los resultados obtenidos con el método PFA. Estas respuestas son más evidentes en los pisos P4 al P6, donde los rangos de variación están entre el 45% y 65%. En estos pisos, se muestra claramente la influencia de la utilización de un (l) específico para el análisis de CNEs; pues, tanto en el método PFA como FRS, el modelo 2 genera las mayores demandas de aceleración sobre estos elementos.

## Capítulo 4

### 4. Conclusiones y Recomendaciones

#### 4.1. Conclusiones

Para el diseño por servicio, la normativa de referencia ASCE/SEI 7-16 reduce el límite de derivas en un 50%, desde un valor del 2% al 1%, cuando se varía el valor de ( $I$ ) de 1.0 a 1.5 respectivamente. Con el análisis de los modelos y la verificación de las derivas presentadas, para el primer modelo ( $I=1.0$ ) se tiene una variación en la deriva máxima alcanzada entre los ejes coordenados, siendo del 1.34% en el eje X y del 1.93% en el eje Y. Esta variación puede estar influenciada por el efecto P-Delta que aumenta las cargas de diseño en el mencionado modelo; pues, el incremento de carga es distinto entre los dos ejes coordenados. Por su parte, el diseño del modelo 2 ( $I=1.5$ ) no está influenciado por el efecto P-Delta; por tal motivo, la variación entre las derivas máximas de los dos ejes coordenados cambia en menor medida, de 0.83% en el eje X a 0.99% en el eje Y. Así mismo, si se analiza el comportamiento de las derivas máximas presentadas entre los dos modelos, con respecto a cada eje coordenado; se observa que en la dirección Y existe una reducción del 50% entre derivas; mientras que, en la dirección X la reducción de derivas es de un 60%, lo cual refleja una diferencia de diseño entre los pórticos sismorresistentes de cada eje coordenado. Con ello, se puede concluir que la diferencia del diseño por servicio entre los dos modelos de estudio radica en un sobredimensionamiento de los elementos del modelo 1 para poder controlar la participación del efecto P-Delta, lo cual impide que los elementos sismorresistentes de este modelo sean más pequeños (menor masa), afectando el comportamiento dinámico de la estructura.

En cuanto al diseño por resistencia, la variación de los coeficientes de demanda – capacidad ( $D/C$ ) entre los dos modelos es muy pequeña, como se refleja en la Figura 64 y Figura 67. Esta pequeña variación indica que la relación entre la carga de diseño y la capacidad de resistencia de los elementos empleados en ambos modelos es muy parecida; o, dicho de otra forma, para un incremento de carga específico se otorga una capacidad de resistencia equivalente. Así también, los valores pequeños de la relación  $D/C$ , como se exponen en la sección 3.3.2, implican que el diseño por servicio es el encargado de controlar la configuración de los elementos estructurales en los dos modelos de estudio.

Con respecto a las aceleraciones de piso en componentes no estructurales (CNEs), la investigación presenta una diferencia de comportamiento, de acuerdo al tipo de CNE de estudio (rígido o flexible). Las aceleraciones obtenidas a través de los espectros de aceleración de piso (FRS) reflejan las repercusiones negativas del incremento del factor de importancia en el diseño de edificaciones esenciales, en cuanto al daño asociado a los CNEs flexibles. Esto se explica a través de los resultados del modelo 2 ( $I=1.5$ ), donde las aceleraciones de piso son mayores en cada nivel, siendo más crítico, cuando el periodo del componente no estructural coincide con el periodo de uno de los modos de vibración o, mejor dicho, cuando el CNE entra en resonancia. Por otra parte, este criterio no es del todo

generalizable para el caso de los CNEs rígidos, puesto que, el método PFA devuelve una variación de resultados conforme al piso en el cual se ubican este tipo de elementos. Tal como se presenta en la Figura 70, en los pisos bajos (piso del 1 al 3) del modelo 1 se generan mayores aceleraciones, mientras que en los pisos altos (piso del 4 al 6) del modelo 2 se produce este comportamiento. Comparando los resultados del método PFA y FRS con los resultados obtenidos a través de la normativa ASCE/SEI 7-16, se puede apreciar que, en ambos modelos de estudio, existen pisos en donde las aceleraciones generadas son mayores a las establecidas en el código; lo que indica cierta sub estimación en la cuantificación de la carga real, por parte de la norma, hecho que podría desencadenar futuras repercusiones negativas en ciertos CNEs.

En función de los resultados analizados para los CNEs, también cabe mencionar que la variación presente entre los dos modelos, establece la relevancia del cambio de (I) en el diseño de la estructura. En la respuesta presentada para CNEs rígidos, la variación entre el modelo 1 y modelo 2 es baja; mientras que, para CNEs flexibles la diferencia se vuelve significativa, alcanzando valores de hasta el 65% entre los picos de ambos modelos. Por lo cual, se puede concluir que la modificación del (I) no genera un incremento muy grande en las aceleraciones totales de piso, para el caso de CNEs rígidos cuyo periodo de vibración es cercano a cero; sin embargo, la variación de este factor si modifica el comportamiento de CNEs con periodos altos (flexibles).

Con todo lo mencionado anteriormente, se evidencia que, en los CNEs rígidos de pisos bajos, los resultados obtenidos guardan relación con el comportamiento esperado por la norma ASCE7/SEI 7-16; misma que, busca controlar la seguridad estructural a través del incremento del (I) en edificaciones de carácter esencial. Esto debido a que, con la carga sísmica escalada por (I), se diseña la estructura con una mayor rigidez, asegurando el buen comportamiento de elementos estructurales, y ciertos componentes no estructurales (CNEs). Sin embargo, para el caso de CNEs rígidos ubicados en pisos altos, y CNEs flexibles ubicados en todos los pisos de la estructura, los resultados de esta investigación reflejan ciertas inconsistencias con el comportamiento sísmico deseado por la norma. Este hecho se explica a través del incremento de las aceleraciones de piso y fuerzas que actúan sobre este tipo de CNEs, tras modificar el valor de (I) de 1.0 a 1.5; siendo un aspecto negativo ya que, como se indica en varios estudios e investigaciones publicadas, el costo de reparación de estos CNEs y demás contenidos reflejan gran parte de la inversión realizada en este tipo de edificaciones. Si bien, el incremento de (I) es necesario para el buen comportamiento estructural de las edificaciones esenciales; también es evidente, la necesidad de optar por un mecanismo de control claro en el diseño de los elementos no estructurales o CNEs, a través del uso de sistemas adicionales como aisladores elastoméricos o recurrir a otras alternativas con las que se pueda disminuir las aceleraciones de piso generadas durante los eventos sísmicos.



## 4.2. Recomendaciones

Como principal recomendación, resulta necesario conocer el comportamiento de las aceleraciones de piso en CNEs que formen parte de estructuras más regulares, donde solamente se requiera comprobar las derivas de piso y no se presenten efectos de segundo orden (Estructuras de Hormigón Armado). Esto se debe principalmente, a que en el modelo 1 se necesitó controlar el efecto P-Delta, lo que incrementó la carga sísmica de diseño y con ello, se obtuvo cierto sobre dimensionamiento en los elementos estructurales (vigas y columnas).

Adicionalmente, se puede considerar un refinamiento de las secciones con respecto a cada componente (X-Y), con el cual se pueda aproximar, de mejor manera, los resultados del diseño por servicio (control de derivas) a los valores límite establecidos en la normativa de referencia.

El estudio realizado podría complementarse con un análisis que abarque más valores de (I), de forma que pueda realizarse una comparación más detallada entre las aceleraciones de piso experimentadas en cada modelo. Con estos resultados, en el diseño sísmico, se podría optar por valores de (I) más adecuados, acorde al tipo de estructura que se requiera diseñar; lo cual representaría un mejor equilibrio entre la relación de costo y riesgo asociado.

Bajo la metodología de la norma ASCE/SEI 7-16, en el control de derivas se considera un límite distinto para cada (I) con el que se diseña una edificación; hecho que influye en las secciones finales que se adoptan en cada modelo. De forma complementaria, se podría optar por el diseño según la normativa local NEC-SE-DS, donde se establece un solo límite de derivas, y en cuyo control, la influencia del factor de importancia no se aprecia de forma explícita. Con ello, se podrían comparar las aceleraciones de piso obtenidas bajo cada metodología de diseño, y establecer su posible repercusión en la demanda sísmica sobre los CNEs.

## Bibliografía

ANSI/AISC. (2016). Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, including Supplement No. 1, ANSI/AISC 358-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.

ANSI/AISC. (2016). Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.

ANSI/AISC. (2016). Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16. American Institute of Steel Construction. Chicago, Illinois.

Arteaga Mora, P. A. (2017). Estudio de vulnerabilidad sísmica, rehabilitación y evaluación del índice de daño de una edificación perteneciente al patrimonio central edificado en la ciudad de Cuenca - Ecuador. Universidad de Cuenca. Tesis de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras de Acero y Hormigón Armado. 189 págs.

ASCE. (2017). ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers. Reston, VA.

CEN. (2004). Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance — Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. European Standard EN 1998-1: 2004. Brussels, Belgium.

Chopra, A. K. (2014). Dinámica de Estructuras. (4ta. Ed.). México. Pearson Education.

COINESED. (2017). Influencia de la ductilidad y el diseño por capacidad en el desempeño sísmico de edificaciones: Estudio de pórticos especiales resistentes a momento (concreto reforzado y acero estructural). I Congreso Internacional de Estructuras de Edificación. Lima, Perú.

Crisafulli, F. J. (2018). Diseño sismorresistente de construcciones de acero. Santiago de Chile: Asociación Latinoamericana del Acero – Alacero.

CSI Inc. (2020). *ETABS*. Computers & Structures Inc.

Dhir, P. K., N. P. Zade, A. Basu, R. Davis, and P. Sarkar. (2020). "Implications of importance factor on seismic design from 2000 SAC-FEMA perspective." J. Risk Uncertainty Eng. Syst. Part A: Civ. Eng. 6 (2): 04020016. <https://doi.org/10.1061/AJRUA6.0001048>.

Durán Naranjo, J. E. (2017). Comparación de las normas ASCE 7-10 y NEC-2015 en el diseño sísmico con aplicación a pórticos especiales con y sin muros estructurales. Universidad de Cuenca. Tesis de Grado. Disponible en: <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/27358>.



FEMA. (2009). Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P-695. Prepared by Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.

FEMA. (2011). FEMA E-74, Reducing the risks of nonstructural earthquake damage- A practical guide.

Flores, F. X., Lopez-Garcia, D., & Charney, F. A. (2015). Floor accelerations in buildings having different structural systems. Structures Congress 2015 - Proceedings of the 2015 Structures Congress. <https://doi.org/10.1061/9780784479117.157>

Flores Solano, F. X. (2017). OVERLOOKED TOPICS IN BUILDING CODES : FLOOR ACCELERATIONS AND ACCIDENTAL TORSION OVERLOOKED TOPICS IN BUILDING CODES: FLOOR ACCELERATIONS AND Members of the Committee : (Número January).

García-Pérez, J., F. Castellanos, and O. Díaz. (2005). "Occupancy importance factor in earthquake engineering." Eng. Struct. 27 (11): 1625–1632. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.05.017>.

Hong, H. P. (2012). Peligro, riesgo, diseño sísmico óptimo. The Mexican Academy of Engineering, Mexico.

IBC. (2012). SEAOC Structural/Seismic Design Manual 2012 IBC Vol 4: Building Design Examples for Steel-Framed Buildings. Structural Engineering Association of California.

Jiménez, J., Cabrera, J., Sánchez, J., & Avilés, F. (2018). Vulnerabilidad sísmica del patrimonio edificado del Centro Histórico de la Ciudad de Cuenca: Lineamientos generales y avances del proyecto. Maskana, 9(1), 59-78. 20 págs.

Kehoe, B., & Hachem, M. (2003). Procedures for Estimating Floor Accelerations. ATC-29 2 Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities, *January 2003*.

Lasso Lazo, E., & Vázquez Flores, F. (2018). EFECTOS DE AISLAMIENTO DE BASE ELASTOMÉRICOS EN LAS ACELERACIONES DE PISO DE UNA ESTRUCTURA PARA COMPONENTES NO ESTRUCTURALES. Universidad de Cuenca.

Los Angeles Daily News (2016). SYLMAR-SAN FERNANDO EARTHQUAKE: 45 YEARS AGO TUESDAY, 64 KILLED. Recuperado de: <https://www.dailynews.com/2016/02/08/sylmar-san-fernando-earthquake-45-years-ago-tuesday-64-killed/>

NEC-SE-DS. (2015). NEC-SE-DS: CARGAS SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE. Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.



Pérez Jiménez, F. J., & Morillas, L. (2019). Effect of the Importance Factor on the Seismic Performance of Health Facilities in Medium Seismicity Regions. *Journal of Earthquake Engineering*, 1-17.

Pino Guzmán, C. C. (2010). RESPUESTA SISMICA DE ACELERACIÓN MÁXIMA DE PISO Y ESPECTROS DE PSEUDO-ACELERACIONES DE PISO EN EDIFICIOS ESTRUCTURADOS CON MARCOS DE ACERO. Pontificia Universidad Católica de Chile.

Pozos-Estrada, A. (2017). Estudio del factor de importancia en el diseño sísmico óptimo. XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica. Jalisco, México.

Pozos-Estrada, A., T. J. Liu, R. Gomez, and H. P. Hong. (2016). "Seismic design and importance factor: Benefit/cost for overall service time versus per unit service time." *Struct. Saf.* 58 (Jan): 40–51. <https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2015.08.005>.

Rosenblueth, E. (1992). Diseño óptimo en ingeniería sísmica. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (45), 3-19.

Safina Melone, S. (2003). Vulnerabilidad sísmica de edificaciones esenciales. Análisis de su contribución al riesgo sísmico. Universitat Politècnica de Catalunya. Tesis Doctoral. Disponible en: <http://hdl.handle.net/2117/93538>.

The Mathworks Inc. (2016). MATLAB - MathWorks. [www.mathworks.com/products/matlab](http://www.mathworks.com/products/matlab).

Whittaker, A. S., & Soong, T. T. (2003). An overview of nonstructural components research at three US Earthquake Engineering Research Centers. In *Proc., ATC Seminar on Seismic Design, Performance, and Retrofit of Nonstructural Components in Critical Facilities* (pp. 271-280).

## Anexos

*Anexo 1 Detalle de cargas empleadas en el diseño.  
Fuente: (IBC, 2012)*

Carga Muerta		Carga Muerta Perimetral	
Peso propio de vigas y columnas	Variable	<b>PLANTA Y PISOS</b>	
<b>Sobrecarga</b>		Total C.M. Perimetral	20.5 lb/in
<b>PLANTA Y PISOS</b>		<b>TECHO</b>	
Acabados de piso	5.0 psf	Total C.M. Perimetral	16.7 lb/in
Cubierta metálica 2 plg, 18-ga.	2.7 psf	<b>Carga Viva</b>	
Relleno de hormigón aligerado, 3.25 plg.	39.0 psf		
Componente eléctrico, mecánico, plomería.	4.0 psf		
Cielo raso	4.0 psf	<b>PLANTA</b>	
Divisiones	10.0 psf	Vestíbulo, y escaleras	100.0 psf
Varios	3.0 psf	Oficinas y/o salas	65.0 psf
Total C. Muerta	67.7 psf	Total C. Viva	165.0 psf
<b>TECHO</b>		<b>PISOS</b>	
Sistema de cubierta	6.0 psf	Vestíbulo, y escaleras	100.0 psf
Aislamiento	2.0 psf	Corredores sobre el 1er piso	80.0 psf
Cubierta metálica de techo	4.0 psf	Total C. Viva	180.0 psf
Componente eléctrico, mecánico, plomería.	4.0 psf	<b>Carga Viva TECHO</b>	
Cielo raso	4.0 psf		
Divisiones	5.0 psf		
Varios	3.0 psf	Techo plano ordinario	20.0 psf
Total C. Muerta	28.0 psf	Total C. Viva de Techo	20.0 psf

## Anexo 2 Comprobación manual del diseño por resistencia.

### Diseño Sísmorresistente de Pórticos Especiales a Momento (PEAM)

#### Datos Geométricos del Pórtico

Altura total de entrepiso

$$H := 3.6576 \text{ m}$$

Longitud de los vanos (centro a centro)

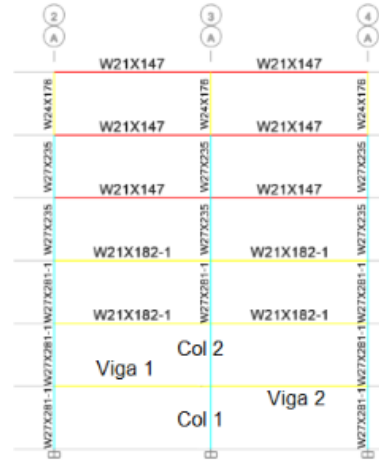
$$L := 9.144 \text{ m}$$

Número de niveles

$$N_{\text{pisos}} := 6$$

Número de tramos

$$N_{\text{tramos}} := 2$$



#### Propiedades de los Materiales

$$F_{yc} := 3.515 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de cedencia de la columna

$$R_{yb} := 1.1$$

Factor de sobrerresistencia de fluencia en la viga

$$F_{yb} := 3.515 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de cedencia de la viga

$$R_{yc} := 1.1$$

Factor de sobrerresistencia de fluencia en la columna

$$F_{yp} := 3.515 \frac{\text{tonnef}}{\text{cm}^2}$$

Tensión de cedencia de la plancha

$$R_{tb} := 1.1$$

Factor de sobrerresistencia de tensión en la viga

$$E := 21 \frac{\text{tonnef}}{\text{mm}^2}$$

Módulo de Elasticidad

$$R_{tc} := 1.1$$

Factor de sobrerresistencia de tensión en la columna

#### Propiedades del Perfil de Viga

##### VIGA 1 Y VIGA 2

$$h_b := 576.6 \text{ mm}$$

$$b_{fb} := 317.5 \text{ mm}$$

$$t_{fb} := 37.6 \text{ mm}$$

$$t_{wb} := 21.1 \text{ mm}$$

$$r_b := 12.7 \text{ mm}$$

$$I_{xb} := 196877.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{yb} := 20103.98 \text{ cm}^4$$

$$S_{xb} := 6829.15 \text{ cm}^3$$

$$A_b := 345.81 \text{ cm}^2$$

$$r_{xb} := \sqrt{\frac{I_{xb}}{A_b}} = 23.86 \text{ cm}$$

$$r_{yb} := \sqrt{\frac{I_{yb}}{A_b}} = 7.625 \text{ cm}$$

$$h_{ob} := h_b - t_{fb} = 539 \text{ mm}$$

$$k_b := t_{fb} + r_b = 50.3 \text{ mm}$$

Altura de la sección

Ancho del Ala

Espesor del Ala

Espesor del Alma

Radio de Curvatura

Inercia en X

Inercia en Y

Módulo Elástico "X"

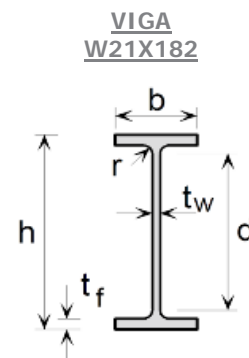
Área gruesa de la sección

Radio de giro en "X"

Radio de giro en "Y"

Distancia entre centroides de las alas.

Espesor del ala con curvatura



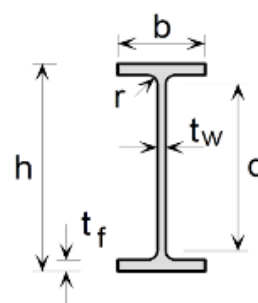
$C_{wb} := 14563761.9 \text{ cm}^6$	Aceleración espectral	Constante torsional de alabeo	de diseño para
$d_b := h_b - 2 \cdot k_b = 476 \text{ mm}$	periodos cortos	Altura libre del alma	
$Z_{xb} := 7800.2 \text{ cm}^3$		Módulo Plástico Sentido "X"	
$Z_{yb} := 1950.1 \text{ cm}^3$		Módulo Plástico Sentido "Y"	
$J_b := 1277.8 \text{ cm}^4$		Constante Torsional de St. Venant	

### Propiedades del Perfil de Columna

#### COLUMNA 1 Y COLUMNA 2

$h_c := 744.22 \text{ mm}$	Altura de la sección
$b_{fc} := 365.76 \text{ mm}$	Ancho del Ala
$t_{fc} := 49.02 \text{ mm}$	Espesor del Ala
$t_{wc} := 26.92 \text{ mm}$	Espesor del Alma
$r_c := 20.07 \text{ mm}$	Radio de Curvatura
$I_{xc} := 495315.4 \text{ cm}^4$	Inercia en X
$I_{yc} := 39666.9 \text{ cm}^4$	Inercia en Y
$S_{xc} := 13311.0 \text{ cm}^3$	Módulo Elástico "X"
$A_c := 536.1 \text{ cm}^2$	Área gruesa de la sección
$r_{xc} := \sqrt{\frac{I_{xc}}{A_c}} = 30.396 \text{ cm}$	Radio de giro en "X"
$r_{yc} := \sqrt{\frac{I_{yc}}{A_c}} = 8.602 \text{ cm}$	Radio de giro en "Y"
$h_{oc} := h_c - t_{fc} = 695.2 \text{ mm}$	Distancia entre centroides de las alas.
$k_c := t_{fc} + r_c = 69.09 \text{ mm}$	Espesor del ala con curvatura
$C_{wc} := 48304260.5 \text{ cm}^6$	Constante de torsional de alabeo
$d_c := h_c - 2 \cdot k_c = 606.04 \text{ mm}$	Altura libre del alma
$Z_{xc} := 15338.3 \text{ cm}^3$	Módulo Plástico Sentido "X"
$Z_{yc} := 3375.7 \text{ cm}^3$	Módulo Plástico Sentido "Y"
$J_c := 3309 \text{ cm}^4$	Constante Torsional de St. Venant

#### COLUMNA W27X281

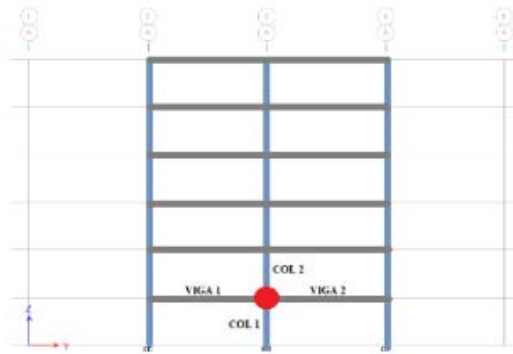


### Coeficientes

$\gamma := 1$	Participación de la carga variable
$\alpha := 1.0$	Factor de Importancia
$\rho := 1$	Factor de Redundancia
$R := 8.0$	Factor de Reducción de Respuesta
$\Omega := 3$	Factor de Sobre Resistencia
$Cd := 5.5$	Factor de Amplificación de Desplazamiento
$SDS := 0.8073$	



**Nodo, Columnas y Vigas a Estudiar:**



**Combinaciones de Carga:**

Comb 1: 1.4 CP	S.2.3.1 ASCE 7-16
Comb 2: 1.2 CP + 1.6 CV + 0.5 LT	S.2.3.1 ASCE 7-16
Comb 3: 1.2 CP + 1.6 LT + 1.0 CV	S.2.3.1 ASCE 7-16
Comb 4: $(1.2 + 0.2 \text{ SDS}) \text{ CP} + \gamma \text{ CV} + \rho \text{ SH}$	S.2.3.6 ASCE 7-16
Comb 5: $(0.9 - 0.2 \text{ SDS}) \text{ CP} + \rho \text{ SH}$	S.2.3.6 ASCE 7-16
Comb. Especial: $(1.2 + 0.2 \text{ SDS}) \text{ CP} - \gamma \text{ CV} - \Omega_o \text{ SH}$	(Revisión Axial de Columnas con factor de sobre resistencia) S.2.3.6 ASCE 7-16
Comb. Especial: $(0.9 - 0.2 \text{ SDS}) \text{ CP} + \Omega_o \text{ SH}$	S.2.3.6 ASCE 7-16

**Momentos por caso de carga en vigas:**

Ext. Izquierdo	Central	Ext. Derecho
<b>VIGA 1</b>		
$M_{DIV1} := -179.532 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{DCV1} := 97.855 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{DDV1} := -190.551 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{AIV1} := -871.062 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{ACV1} := 536.973 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{ADV1} := -916.400 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{LIV1} := -1677.131 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{LCV1} := 1077.023 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{LDV1} := -1745.292 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{TIV1} := -1.742 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{TCV1} := 0.033 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{TDV1} := 1.807 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{SYIV1} := 4448.949 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{SYCV1} := 229.415 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{SYDV1} := 4268.231 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
<b>VIGA 2</b>		
$M_{DIV2} := -190.551 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{DCV2} := 97.855 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{DDV2} := -179.532 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{AIV2} := -916.400 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{ACV2} := 536.973 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{ADV2} := -871.062 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{LIV2} := -1745.292 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{LCV2} := 1077.023 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{LDV2} := -1677.31 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{TIV2} := 1.807 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{TCV2} := 0.033 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{TDV2} := -1.742 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$
$M_{SYIV2} := 4268.231 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{SYCV2} := 229.415 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$	$M_{SYDV2} := 4448.949 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$

**Momentos Ultimos Mayorados en la viga 1:**

$$M_{u1\_V1} := \text{abs}(1.4 \cdot (M_{DDV1} + M_{ADV1})) = 15497.314 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2\_V1} := \text{abs}(1.2 \cdot (M_{DDV1} + M_{ADV1}) + 1.6 \cdot M_{LDV1} + 0.5 \cdot M_{TDV1}) = 41199.049 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Valor máximo en el extremo izquierdo

$$M_{u3\_V1} := \text{abs}((1.2 + 0.2 \cdot \text{SDS}) \cdot (M_{DIV1} + M_{AIV1}) + \gamma \cdot M_{LIV1} - \rho \cdot M_{SYIV1}) = 75564.217 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4\_V1} := \text{abs}((0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DIV1} + M_{AIV1}) - \rho \cdot M_{SYIV1}) = 52248.547 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

**Momentos Últimos Mayorados en la viga 2:**

$$M_{u1\_V2} := \text{abs}(1.4 \cdot (M_{DIV2} + M_{AIV2})) = 15497.314 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2\_V2} := \text{abs}(1.2 \cdot (M_{DIV2} + M_{AIV2}) + 1.6 \cdot M_{LIV2} + 0.5 \cdot M_{TIV2}) = 41199.049 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Valor máximo en el extremo derecho

$$M_{u3\_V2} := \text{abs}((1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DDV2} + M_{ADV2}) + \gamma \cdot M_{LDV2} - \rho \cdot M_{SYDV2}) = 75566.007 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4\_V2} := \text{abs}((0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DDV2} + M_{ADV2}) - \rho \cdot M_{SYDV2}) = 52248.547 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

**Cortantes por caso de carga en vigas:**

Ext. Izquierdo

Central

Ext. Derecho

#### VIGA 1

$$V_{DIV1} := -1.2289 \text{ tonnef}$$

$$V_{DCV1} := 0.0121 \text{ tonnef}$$

$$V_{DDV1} := 1.2530 \text{ tonnef}$$

$$V_{AIV1} := -5.0809 \text{ tonnef}$$

$$V_{ACV1} := 0.0496 \text{ tonnef}$$

$$V_{ADV1} := 5.1800 \text{ tonnef}$$

$$V_{LIV1} := -9.1107 \text{ tonnef}$$

$$V_{LCV1} := 0.0745 \text{ tonnef}$$

$$V_{LDV1} := 9.2598 \text{ tonnef}$$

$$V_{TIV1} := -0.0039 \text{ tonnef}$$

$$V_{TCV1} := -0.0039 \text{ tonnef}$$

$$V_{TDV1} := -0.0039 \text{ tonnef}$$

$$V_{SYIV1} := 9.5332 \text{ tonnef}$$

$$V_{SYCV1} := 9.5332 \text{ tonnef}$$

$$V_{SYDV1} := 9.5332 \text{ tonnef}$$

#### VIGA 2

$$V_{DIV2} := -1.2530 \text{ tonnef}$$

$$V_{DCV2} := -0.0121 \text{ tonnef}$$

$$V_{DDV2} := 1.2289 \text{ tonnef}$$

$$V_{AIV2} := -5.1800 \text{ tonnef}$$

$$V_{ACV2} := -0.0496 \text{ tonnef}$$

$$V_{ADV2} := 5.0809 \text{ tonnef}$$

$$V_{LIV2} := -9.2598 \text{ tonnef}$$

$$V_{LCV2} := -0.0745 \text{ tonnef}$$

$$V_{LDV2} := 9.1107 \text{ tonnef}$$

$$V_{TIV2} := 0.0039 \text{ tonnef}$$

$$V_{TCV2} := 0.0039 \text{ tonnef}$$

$$V_{TDV2} := 0.0039 \text{ tonnef}$$

$$V_{SYIV2} := 9.5332 \text{ tonnef}$$

$$V_{SYCV2} := 9.5332 \text{ tonnef}$$

$$V_{SYDV2} := 9.5332 \text{ tonnef}$$

**Cortantes Últimos Mayorados en la viga 1:**

$$V_{u1\_V1} := \text{abs}(1.4 \cdot (V_{DDV1} + V_{ADV1})) = 9006.2 \text{ kgf}$$

$$V_{u2\_V1} := \text{abs}(1.2 \cdot (V_{DDV1} + V_{ADV1}) + 1.6 \cdot V_{LDV1} + 0.5 \cdot V_{TDV1}) = 22533.33 \text{ kgf}$$

$$V_{u3\_V1} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (V_{DDV1} + V_{ADV1}) + \gamma \cdot V_{LDV1} + \rho \cdot V_{SYDV1} = 27551.272 \text{ kgf}$$

$$V_{u4\_V1} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (V_{DDV1} + V_{ADV1}) + \rho \cdot V_{SYDV1} = 14284.228 \text{ kgf}$$

**Cortantes Últimos Mayorados en la viga 2:**

$$V_{u1\_V2} := \text{abs}(1.4 \cdot (V_{DIV2} + V_{AIV2})) = 9006.2 \text{ kgf}$$

$$V_{u2\_V2} := \text{abs}(1.2 \cdot (V_{DIV2} + V_{AIV2}) + 1.6 \cdot V_{LIV2} + 0.5 \cdot V_{TIV2}) = 22533.33 \text{ kgf}$$

$$V_{u3\_V2} := \text{abs}((1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (V_{DIV2} + V_{AIV2}) + \gamma \cdot V_{LIV2} - \rho \cdot V_{SYIV2}) = 27551.272 \text{ kgf}$$

$$V_{u4\_V2} := \text{abs}((0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (V_{DIV2} + V_{AIV2}) - \rho \cdot V_{SYIV2}) = 14284.228 \text{ kgf}$$

**Fuerza Axial y Momento por caso de carga en las columnas 1 y 2:**

#### COLUMNA 1

$$P_{DIC1} := 25.4296 \text{ tonnef}$$

$$P_{AIC1} := 93.9390 \text{ tonnef}$$

$$P_{SIC1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{DSC1} := 24.1501 \text{ tonnef}$$

$$P_{ASC1} := 93.9390 \text{ tonnef}$$

$$P_{SSC1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{TIC1} := 4.0760 \text{ tonnef}$$

$$P_{LIC1} := 169.6441 \text{ tonnef}$$

$$P_{TSC1} := 4.0760 \text{ tonnef}$$

$$P_{LSC1} := 169.6441 \text{ tonnef}$$

En X (Momento mayor):

$$M_{DC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S1IC1} := 11181.734 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{TC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{LC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S1SC1} := 677.115 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

En Y (Momento menor):

$$M_{DC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S2IC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{TC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{LC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S2SC1} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

## COLUMNA 2

$$P_{DIC2} := 20.7431 \text{ tonnef}$$

$$P_{AIC2} := 76.6697 \text{ tonnef}$$

$$P_{SIC2} := 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{DSC2} := 19.4637 \text{ tonnef}$$

$$P_{ASC2} := 76.6697 \text{ tonnef}$$

$$P_{SSC2} := 0 \text{ tonnef}$$

$$P_{TIC2} := 4.0837 \text{ tonnef}$$

$$P_{LIC2} := 132.7541 \text{ tonnef}$$

$$P_{TSC2} := 4.0837 \text{ tonnef}$$

$$P_{LSC2} := 132.7541 \text{ tonnef}$$

En X (Momento mayor):

$$M_{DC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S1IC2} := 6569.471 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{TC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{LC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S1SC2} := 3012.378 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

En Y (Momento menor):

$$M_{DC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{AC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S2IC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{TC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{LC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

$$M_{S2SC2} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{cm}$$

**Fuerza Axial y Momentos Ultimos Mayorados en columna 1:**

$$P_{u1\_C1} := 1.4 \cdot (P_{DIC1} + P_{AIC1}) = 167116.04 \text{ kgf}$$

$$P_{u2\_C1} := 1.2 \cdot (P_{DIC1} + P_{AIC1}) + 1.6 \cdot P_{LIC1} + 0.5 \cdot P_{TIC1} = 416710.88 \text{ kgf}$$

$$P_{u3\_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC1} + P_{AIC1}) + \gamma \cdot P_{LIC1} + \rho \cdot P_{SIC1} = 332159.674 \text{ kgf}$$

$$P_{u4\_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC1} + P_{AIC1}) + \rho \cdot P_{SIC1} = 88158.486 \text{ kgf}$$

$$P_{u5\_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC1} + P_{AIC1}) + \gamma \cdot P_{LIC1} + \Omega \cdot P_{SIC1} = 332159.674 \text{ kgf}$$

$$P_{u6\_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC1} + P_{AIC1}) + \Omega \cdot P_{SIC1} = 88158.486 \text{ kgf}$$

$$M_{u1\_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC1} + M_{AC1}) + \gamma \cdot M_{LC1} + \rho \cdot M_{S1IC1} = 111817.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2\_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC1} + M_{AC1}) + \rho \cdot M_{S1IC1} = 111817.34 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u11\_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC1} + M_{AC1}) + \gamma \cdot M_{LC1} + \Omega \cdot M_{S1IC1} = 335452.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u22\_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC1} + M_{AC1}) + \Omega \cdot M_{S1IC1} = 335452.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u3\_C1} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC1} + M_{AC1}) + \gamma \cdot M_{LC1} + \rho \cdot M_{S2IC1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u4\_C1} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC1} + M_{AC1}) + \rho \cdot M_{S2IC1} = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### Fuerza Axial y Momentos Ultimos Mayorados en columna 2:

$$P_{u1\_C2} := 1.4 \cdot (P_{DIC2} + P_{AIC2}) = 136377.92 \text{ kgf}$$

$$P_{u2\_C2} := 1.2 \cdot (P_{DIC2} + P_{AIC2}) + 1.6 \cdot P_{LIC2} + 0.5 \cdot P_{TIC2} = 331343.77 \text{ kgf}$$

$$P_{u3\_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC2} + P_{AIC2}) + \gamma \cdot P_{LIC2} + \rho \cdot P_{SIC2} = 265377.731 \text{ kgf}$$

$$P_{u4\_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC2} + P_{AIC2}) + \rho \cdot P_{SIC2} = 71943.249 \text{ kgf}$$

$$P_{u5\_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC2} + P_{AIC2}) + \gamma \cdot P_{LIC2} + \Omega \cdot P_{SIC2} = 265377.731 \text{ kgf}$$

$$P_{u6\_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (P_{DIC2} + P_{AIC2}) + \Omega \cdot P_{SIC1} = 71943.249 \text{ kgf}$$

$$M_{u1\_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC2} + M_{AC2}) + \gamma \cdot M_{LC2} + \rho \cdot M_{SIC2} = 65694.71 \text{ kgf} \cdot m$$

$$M_{u2\_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC2} + M_{AC2}) + \rho \cdot M_{SIC2} = 65694.71 \text{ kgf} \cdot m$$

$$M_{u11\_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC2} + M_{AC2}) + \gamma \cdot M_{LC2} + \Omega \cdot M_{SIC2} = 197084.13 \text{ kgf} \cdot m$$

$$M_{u22\_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC2} + M_{AC2}) + \Omega \cdot M_{SIC2} = 197084.13 \text{ kgf} \cdot m$$

$$M_{u3\_C2} := (1.2 + 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC2} + M_{AC2}) + \gamma \cdot M_{LC2} + \rho \cdot M_{SIC2} = 0 \text{ kgf} \cdot m$$

$$M_{u4\_C2} := (0.9 - 0.2 \cdot SDS) \cdot (M_{DC2} + M_{AC2}) + \rho \cdot M_{SIC2} = 0 \text{ kgf} \cdot m$$

## DISEÑO DE VIGA

### Dimensión Preliminar del Corte RBS

Variable "aa"

S.5.8.1 AISC 358-16

$$0.5 \cdot b_{fb} = 15.875 \text{ cm}$$

$$0.75 \cdot b_{fb} = 23.813 \text{ cm}$$

$$aa := 18 \text{ cm}$$

Variable "bb"

S.5.8.2 AISC 358-16

$$0.65 \cdot h_b = 37.479 \text{ cm}$$

$$0.85 \cdot h_b = 49.011 \text{ cm}$$

$$bb := 40 \text{ cm}$$

Variable "cc"

S.5.8.3 AISC 358-16

$$0.10 \cdot b_{fb} = 3.175 \text{ cm}$$

$$0.25 \cdot b_{fb} = 7.938 \text{ cm}$$

$$cc := 5 \text{ cm}$$

### Revisión del pandeo local

$$R := \frac{4 \cdot cc^2 + bb^2}{8 \cdot cc} = 42.5 \text{ cm}$$

S.5.3.1 AISC 358-16

$$b_{f\_RBS} := 2 \cdot (R - cc) + b_{fb} - 2 \cdot \sqrt{R^2 - \frac{bb^2}{9}} = 26.041 \text{ cm}$$

NEC-GUIA 3 DE DISEÑO

Chequeo del ala

TABLA D1.1 AISC 341-16

$$\text{if} \left( \frac{b_{f\_RBS}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} , \text{"Ala es Compacta"}, \text{"Ala No Compacta"} \right) = \text{"Ala es Compacta"}$$

Chequeo del alma

$$C_a := 0 \quad \text{La viga no está sometida a fuerzas axiales.}$$

$$\lambda_{ps1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a)$$

$$\lambda_{ps3} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}$$

$$\lambda_{ps2} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a)$$

$$\lambda_{alma\_max} := \text{if} \left( C_a \leq 0.114 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}, \lambda_{ps1}, \text{if} (\lambda_{ps2} \geq \lambda_{ps3}, \lambda_{ps2}, \lambda_{ps3}) \right)$$

TABLA D1.1 AISC 341-16

$$\lambda_{alma\_max} = 59.894 \quad \lambda := \frac{d_b}{t_{wb}} = 22.559$$

F4.2 AISC 360-16

if ( $\lambda \leq \lambda_{alma\_max}$ , “Alma es Compacta”, “Alma No Compacta”) = “Alma es Compacta”

Entonces, la sección es altamente dúctil

*Espaciamiento del arriostramiento lateral*

$$L_{b\_max} := 0.095 \cdot r_{yb} \cdot \frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}} = 393.412 \text{ cm}$$

D1.2b AISC 341-16

El hormigón en la placa colaborante provee arriostramiento lateral en el patín superior de la viga, pero el patín inferior si debe arriostrarse cada:

$$N_{lb} := 3 \quad \text{Número de soportes laterales}$$

$$L_b := \frac{L}{N_{lb} + 1} = 2.286 \text{ m} \quad ETABS := \frac{L_b}{L} = 0.25$$

if ( $L_b \leq L_{b\_max}$ , “Cumple”, “No Cumple”) = “Cumple”

Revisión del Pandeo Local de la Viga

*Chequeo del ala*

$$\frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} \leq 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

TABLA B4.1a AISC 360-16

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fb}}{2 \cdot t_{fb}} = 4.222 \quad \text{Esbeltez del ala de la viga}$$

$$\lambda_{alamax} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 9.288 \quad \text{Esbeltez máxima del ala de la viga}$$

if ( $\lambda_{ala} \leq \lambda_{alamax}$ , “Ala Compacta”, “Ala No Compacta”) = “Ala Compacta”

*Chequeo del alma*

$$\frac{h_b}{t_{wb}} \leq 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$$

TABLA B4.1b AISC 360-16

$$\lambda_{alma} := \frac{h_b}{t_{wb}} = 27.327 \quad \text{Esbeltez del alma de la viga}$$

$$\lambda_{alnamax} := 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 91.904 \quad \text{Esbeltez máxima del alma de la viga}$$

if ( $\lambda_{alma} \leq \lambda_{alnamax}$ , “Alma Compacta”, “Alma No Compacta”) = “Alma Compacta”

## Diseño a Flexión

### Longitudes Características

Longitud No Arriostrada de la Viga

$$L_b = 228.6 \text{ cm}$$

Longitud límite de comportamiento plástico

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yb} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}} = 3.28 \text{ m} \quad (\text{F2-5}) \text{ AISC 360-16}$$

Longitud límite del comportamiento lateral torsional inelástico

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yb} \cdot h_{ob}}{2 \cdot S_{xb}}} = 8.907 \text{ cm} \quad (\text{F2-7}) \text{ AISC 360-16}$$

$$c := 1.0$$

Para perfiles Doble T

(F2-8a) AISC 360-16

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yb}} \cdot \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right) + \sqrt{\left(\frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yb}}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 13.333 \text{ m}$$

Control := if ( $L_b \leq L_p$ , "Fluencia", if ( $L_p < L_b \leq L_r$ , "Pandeo Lat. Tors. Inel.", "Pandeo Lat. Tors. El."))

Control = "Fluencia"

F2 AISC 360-16

### Momento Plástico

$$M_p := Z_{xb} \cdot F_{yb} = 274177.03 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$$C_b := 1.0$$

Asumido de forma conservadora

(F1-1) AISC 360-16

### Comportamiento y Capacidad de la viga a flexión

$$F_{ex} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_b \cdot c}{S_{xb} \cdot h_{ob}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 34156.9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico} \quad (\text{F2-4}) \text{ AISC 360-16}$$

$$\text{Si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 274177.03 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min \left( C_b \cdot \left( M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xb} \cdot F_{yb}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right), M_p \right) = 274177.03 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min (S_{xb} \cdot F_{ex}, M_p) = 274177.03 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{F2-3}) \text{ AISC 360-16}$$

$$M_n := \text{if} (L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if} (L_p < L_b \leq L_r, M_{n2}, M_{n3})) = 274177.03 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia Nominal a Flexión}$$

Resistencia Minorada Nominal a Flexión

$$\phi := 0.90 \quad \phi \cdot M_n = 24675.933 \text{ tonnef} \cdot \text{cm} \quad \text{Inferior} \quad \text{F1 AISC 360-16}$$

$$Z_{RBS} := Z_{xb} - 2 \cdot cc \cdot t_{fb} \cdot (d_b - t_{fb}) = 6151.816 \text{ cm}^3 \quad \text{Módulo plástico en centro de corte RBS}$$

$$M_{n\_RBS} := F_{yb} \cdot Z_{RBS} = 216236.332 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Resistencia Minorada Nominal a Flexión (con corte en RBS)

$$\phi := 0.90 \quad \phi \cdot M_{n\_RBS} = 194612.699 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{F1 AISC 360-16}$$



**COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - p EY**

$$M_{u\_V1} := \max(M_{u1\_V1}, M_{u2\_V1}, M_{u3\_V1}, M_{u4\_V1}) = 75564.217 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

*Momento último  
máximo en Viga 1*

**Control**

$$\frac{M_{u\_V1}}{\phi \cdot M_n} = 0.306 \quad \text{if} \left( \frac{M_{u\_V1}}{\phi \cdot M_n} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

$$\frac{M_{u\_V1}}{\phi \cdot M_{n\_RBS}} = 0.388 \quad \text{if} \left( \frac{M_{u\_V1}}{\phi \cdot M_{n\_RBS}} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

*El perfil soporta la flexión en la cara de la columna y en el centro del corte RBS.*

**ETABS**
**Demand/Capacity (D/C) Ratio Eqn.(H1-1b)**

D/C Ratio =	$(P_r/2P_c) + (M_{r33}/M_{c33}) + (M_{r22}/M_{c22})$
0.306 =	0 + 0.306 + 0

**Moments and Capacities**

	$M_u$ Moment (tonf-cm)	$\phi M_n$ (tonf-cm)	$\phi M_n$ No LTB (tonf-cm)	$\phi M_n$ Cb=1 (tonf-cm)
Major Bending	7556.463	24678.511	24678.511	24678.511
Minor Bending	0	6169.628		

**Diseño por Corte**

$$A_w := h_b \cdot (t_{wb}) = 121.663 \text{ cm}^2$$

$$d_b = 47.6 \text{ cm}$$

*Distancia libre entre alas*

$$\text{control} := \text{if} \left( \frac{d_b}{t_{wb}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}, \text{"Criterio A"}, \text{"Criterio B"} \right) = \text{"Criterio A"}$$

$$C_v := 1.0$$

$$\phi_v := 1$$

(G2-2) AISC 360-16

$$V_n := 0.6 \cdot F_{yb} \cdot A_w \cdot C_v = 256586.423 \text{ kgf}$$

(G2-1) AISC 360-16

**COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - p EY**

$$V_u := \max(V_{u1\_V1}, V_{u2\_V1}, V_{u3\_V1}, V_{u4\_V1}) = 27551.272 \text{ kgf}$$

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.107 \quad \text{if} \left( \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

**ETABS**
**Shear Design**

	$V_u$ Force (tonf)	$\phi V_n$ Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	27.5516	256.384	0.107
Minor Shear	0	453.1388	0



## DISEÑO DE COLUMNA 1

### PANDEO LOCAL DE LA COLUMNA (Esbeltez)

*Chequeo del ala*

$$\frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} \leq 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{1.1 \cdot F_{yc}}}$$

TABLA D1.1 AISC 341-16

$$\lambda_{ala} := \frac{b_{fc}}{2 \cdot t_{fc}} = 3.731$$

*Esbeltez del ala de la Columna*

$$\lambda_{alamax} := 0.32 \cdot \sqrt{\frac{E}{1.1 \cdot F_{yc}}} = 7.458$$

*Esbeltez máxima del ala de la Columna*

if  $(\lambda_{ala} \leq \lambda_{alamax}, \text{"Ala Compacta"}, \text{"Ala No Compacta"}) = \text{"Ala Compacta"}$  F3.2 AISC 360-16

*Chequeo del alma*

$$\lambda_{alma} := \frac{h_c}{t_{wc}} = 27.646$$

*Esbeltez del Alma  
de la Columna*

F4.2 AISC 360-16

**COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - Ω EY**

$$P_{uc\_max} := \max(P_{u3\_C1}, P_{u4\_C1}, P_{u5\_C1}, P_{u6\_C1})$$

*Carga Axial Máxima*

$$P_{uc\_max} = 332159.674 \text{ kgf}$$

*Resistencia Cedente Axial de la Columna*

$$P_{tc} := A_c \cdot F_{yc} = 1884391.5 \text{ kgf}$$

$$\phi := 0.90 \quad \phi \cdot P_{tc} = 1695952.35 \text{ kgf}$$

E1 AISC 360-16

$$C_a := \frac{P_{uc\_max}}{\phi \cdot P_{tc}} = 0.196$$

*Relación Demanda /  
Capacidad Axial*

TABLA D1.1 AISC 341-16

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (tonf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (tonf)
332.1645	1552.2443	1696.2088

$$\lambda_{ps1} := 2.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (1 - 1.04 \cdot C_a) = 47.694$$

$$\lambda_{ps2} := 0.88 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \cdot (2.68 - C_a) = 50.946$$

$$\lambda_{ps3} := 1.57 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} = 36.589$$

$$\lambda_{alma\_max} := \text{if}(C_a \leq 0.114, \lambda_{ps1}, \text{if}(\lambda_{ps2} \geq \lambda_{ps3}, \lambda_{ps2}, \lambda_{ps3})) = 50.946$$

*Esbeltez máxima del  
Alma de la Columna*

if  $(\lambda_{alma} \leq \lambda_{alma\_max}, \text{"Alma Compacta"}, \text{"Alma No Compacta"}) = \text{"Alma Compacta"}$

***El alma y ala son compactas, por lo tanto la sección es ALTAMENTE DÚCTIL***

## DISEÑO A FLEXIÓN

### Longitudes Características

Longitud no soportada lateralmente (no arriostrada)

$$L_b := H - h_b = 3.081 \text{ m}$$

Longitud límite de comportamiento plástico (Estado Límite de Fluencia)

$$L_p := 1.76 \cdot r_{yc} \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 3.7 \text{ m} \quad (\text{F2-5}) \text{ AISC 360-16}$$

Longitud límite para el E.L. de pandeo lateral torsional inelástico

$$r_{ts} := \sqrt{\frac{I_{yc} \cdot h_{oc}}{2 \cdot S_{xc}}} = 10.178 \text{ cm} \quad \text{Usando } C_w \text{ para secciones H} \quad (\text{F2-7}) \text{ AISC 360-16}$$

$$c := 1.0 \quad \text{Para secciones I con simetría doble} \quad (\text{F2-8a}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r := 1.95 \cdot r_{ts} \cdot \frac{E}{0.7 \cdot F_{yc}} \cdot \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + \sqrt{\left(\frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}}\right)^2 + 6.76 \cdot \left(0.70 \cdot \frac{F_{yc}}{E}\right)^2}} \quad (\text{F2-6}) \text{ AISC 360-16}$$

$$L_r = 15.407 \text{ m}$$

Estado Límite que controla

$$\text{Control} := \text{if}(L_b \leq L_p, \text{"Fluencia"}, \text{if}(L_p < L_b \leq L_r, \text{"Pandeo Lat. Tors. Inel."}, \text{"Pandeo Lat. Tors. El."}))$$

$$\text{Control} = \text{"Fluencia"} \quad \text{F2 AISC 360-16}$$

### Momento Plástico y Tensión Crítica

$$M_p := Z_{xc} \cdot F_{yc} = 539141.245 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento Plástico} \quad (\text{F2-1}) \text{ AISC 360-16}$$

COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - Ω EY

$$C_b := 2.043 \quad \text{Coeficiente de Modificación de Momento (ETABS)} \quad (\text{F1-1}) \text{ AISC 360-16}$$

Tensión crítica debido al pandeo lateral torsional elástico.

$$F_{cr} := C_b \cdot \pi^2 \cdot \frac{E}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \cdot \sqrt{1 + 0.078 \cdot \frac{J_c \cdot c}{S_{xc} \cdot h_{oc}} \cdot \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} = 51775.776 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{F2-4}) \text{ AISC 360-16}$$

### Comportamiento y Capacidad de la columna a flexión

$$\text{Si } L_b \leq L_p \quad M_{n1} := M_p = 539141.245 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } L_p < L_b \leq L_r \quad M_{n2} := \min\left(C_b \cdot \left(M_p - (M_p - 0.7 \cdot S_{xc} \cdot F_{yc}) \cdot \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p}\right), M_p\right) = 539141.245 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\text{Si } L_b > L_r \quad M_{n3} := \min(S_{xc} \cdot F_{cr}, M_p) = 539141.245 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

### Resistencia Nominal a Flexión

$$M_{nx} := \text{if}(L_b \leq L_p, M_{n1}, \text{if}(L_p < L_b \leq L_r, M_{n2}, M_{n3})) = 539141.245 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b := 0.90 \quad \text{Factor de Minoración para Flexión} \quad \text{F1 AISC 360-16}$$

$$\phi_b \cdot M_{nx} = 485227.121 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia Minorada, Eje Fuerte}$$

$$M_{ny} := F_{yc} \cdot Z_{yc} = 118655.855 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$\phi_b \cdot M_{ny} = 106790.27 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia Minorada, Eje Débil} \quad \text{F1 AISC 360-16}$$

COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L -  $\Omega$  EY

$$M_{UCX} := \max(M_{u11\_C1}, M_{u22\_C1}) = 335452.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{UCY} := \max(M_{u3\_C1}, M_{u4\_C1}) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Control

$$\text{CONTROL} := \text{if}(M_{UCX} \leq \phi_b \cdot M_{nx}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

$$\text{CONTROL} := \text{if}(M_{UCY} \leq \phi_b \cdot M_{ny}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

ETABS

Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (tonf-cm)	$\phi M_n$ (tonf-cm)	$\phi M_n$ No LTB (tonf-cm)	$\phi M_n$ Cb=1 (tonf-cm)
Major Bending	33545.201	48527.492	48527.492	48527.492
Minor Bending	0	10680.196		

Factor de longitud efectiva

$$K_x := 1 \quad \text{C3, E2 AISC 360-16}$$

$$h_n := H - h_b = 3.081 \text{ m} \quad \text{Altura libre de la columna}$$

$$L_c := K_x \cdot h_n = 3.081 \text{ m} \quad \text{E2 AISC 360-16}$$

$$\frac{L_c}{r_{xc}} = 10.136 \quad \text{Esbeltez de la columna en X} \quad \text{E2 AISC 360-16}$$

$$\frac{L_c}{r_{yc}} = 35.818 \quad \text{Esbeltez de la columna en Y} \quad \text{E2 AISC 360-16}$$

$$E_{max} := \max\left(\frac{L_c}{r_{xc}}, \frac{L_c}{r_{yc}}\right) = 35.818 \quad \text{Esbeltez máxima de la columna}$$

S/Tabla E1.1 del AISC 260-16, en elementos no esbeltos, se debe revisar: pandeo por flexión, pandeo torsional, y pandeo flexo torsional.

Pandeo por flexión

$$E_{limite} := 4.71 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 115.125 \quad \text{E3 AISC 360-16}$$

$$\text{if}(E_{max} \leq E_{limite}, \text{"Pandeo Inelástico"}, \text{"Pandeo Elástico"}) = \text{"Pandeo Inelástico"}$$

$$\lambda_c := \frac{E_{max}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_{yc}}{E}} = 0.466 \quad \text{Cambio de Variable} \quad \text{(E3-4) AISC 360-16}$$

Tensión crítica.

$$F_{cr} := \text{if} \left( E_{max} \leq E_{limite}, 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_{yc}, \frac{0.877}{\lambda_c^2} \cdot F_{yc} \right) = 3209.046 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{E3 - 2 y 3}) \text{ AISC 360-16}$$

$$\phi_c := 0.90 \quad \text{Factor de minoración de resistencia.} \quad \text{E1 AISC 360-16}$$

$$P_{n1} := A_c \cdot F_{cr} = 1720369.743 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia nominal a compresión.} \quad (\text{E3-1}) \text{ AISC 360-16}$$

$$\phi_c \cdot P_{n1} = 1548332.768 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia nominal minorada a compresión.}$$

$$\phi_c \cdot P_{tc} = 1695952.35 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia nominal minorada a tensión.}$$

$$P_{uc\_max} = 332.16 \text{ tonnef} \quad \text{Carga Axial Máxima.}$$

$$\text{if} (P_{uc\_max} \leq \phi_c \cdot P_{n1}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

ETABS

Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	φP <sub>nc</sub> Capacity (tonf)	φP <sub>nt</sub> Capacity (tonf)
332.1645	1552.2443	1696.2088

### REVISIÓN A FLEXO - COMPRESIÓN

COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - Ω EY

$$P_C := \phi_c \cdot P_{n1} = 1548332.768 \text{ kgf} \quad \text{Resistencia a Compresión}$$

$$P_R := \max(P_{u3\_C1}, P_{u4\_C1}) = 332159.674 \text{ kgf} \quad \text{Demanda a Compresión}$$

$$M_{CX} := \phi_c \cdot M_{nx} = 485227.121 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia a Flexión en Eje Fuerte}$$

$$M_{CY} := \phi_c \cdot M_{ny} = 106790.27 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Resistencia a Flexión en Eje Débil}$$

$$M_{RX} := \max(M_{u11\_C1}, M_{u22\_C1}) = 335452.02 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$M_{RY} := \max(M_{u3\_C1}, M_{u4\_C1}) = 0 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

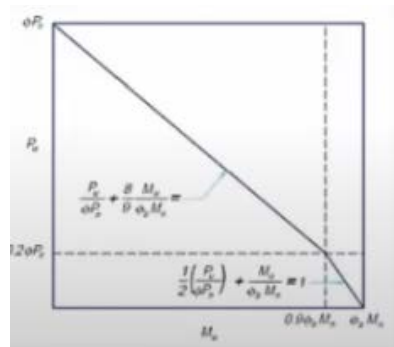
Se plantea la revisión ante la interacción de la fuerza axial y los momentos

$$\frac{P_R}{P_C} \geq 0.20$$

$$\frac{P_R}{P_C} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{RX}}{M_{CX}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{RY}}{M_{CY}} \leq 1$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot P_n} < 0.20$$

$$\frac{P_R}{2 \cdot P_C} + \frac{M_{RX}}{M_{CX}} + \frac{M_{RY}}{M_{CY}} \leq 1$$



$$\frac{P_R}{P_C} = 0.215 \quad \frac{M_{RX}}{M_{CX}} = 0.691 \quad \frac{M_{RY}}{M_{CY}} = 0 \quad \frac{P_R}{2 \cdot P_C} = 0.107$$

$$I := \text{if} \left( \frac{P_R}{P_C} \geq 0.2, \frac{P_R}{P_C} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{RX}}{M_{CX}} + \frac{8}{9} \cdot \frac{M_{RY}}{M_{CY}}, \frac{P_R}{2 \cdot P_C} + \frac{M_{RX}}{M_{CX}} + \frac{M_{RY}}{M_{CY}} \right) = 0.829$$

if (I ≤ 1, "Cumple", "No Cumple") = "Cumple"

(H1-1a y 1b) AISC 360-16

ETABS

D/C Ratio =	$(P_r/P_c) + (8/9)(M_{r33}/M_{c33}) + (8/9)(M_{r22}/M_{c22})$
0.828 =	0.214 + 0.614 + 0

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	φP <sub>n</sub> Capacity (tonf)	φP <sub>n</sub> Capacity (tonf)
332.1645	1552.2443	1696.2088

#### Moments and Capacities

	M <sub>u</sub> Moment (tonf-cm)	φM <sub>n</sub> (tonf-cm)	φM <sub>n</sub> No LTB (tonf-cm)	φM <sub>n</sub> Cb=1 (tonf-cm)
Major Bending	33545.201	48527.492	48527.492	48527.492
Minor Bending	0	10680.196		

### DISEÑO POR CORTE

COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - Ω EY

$$\text{Control} := \text{if} \left( \frac{h_c}{t_{wc}} \leq 2.24 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}, \text{"Criterio A"}, \text{"Criterio B"} \right) = \text{"Criterio A"}$$

$$C_v := 1 \quad \phi_v := 1$$

(G2-2) AISC 360-16

$$A_w := h_c \cdot t_{wc} = 200.344 \text{ cm}^2$$

$$V_n := 0.6 \cdot F_{yc} \cdot A_w \cdot C_v = 422525.547 \text{ kgf}$$

(G2-1) AISC 360-16

$$\phi_v \cdot V_n = 422525.547 \text{ kgf}$$

Cortante Nominal Reducido

$$V_u := 109.2462 \text{ tonnef}$$

Cortante Ultimo Solicitado (ETABS)

$$\frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} = 0.259 \quad \text{if} \left( \frac{V_u}{\phi_v \cdot V_n} \leq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"}$$

ETABS

#### Shear Design

	V <sub>u</sub> Force (tonf)	φV <sub>n</sub> Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	0	422.6302	0.258
Minor Shear	0	680.737	0

## CONEXIÓN

### Detalles

$$W_D := 271.42 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} + 1837.99 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$W_L := 3912.30 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

$$L_n := L - h_c = 8.4 \text{ m} \quad \text{Luz Libre}$$

$$\text{Peralte} := h_b = 57.66 \text{ cm} \quad \text{Peralte de Viga}$$

\* El peralte máximo permitido en la viga para la conexión RBS es de W36

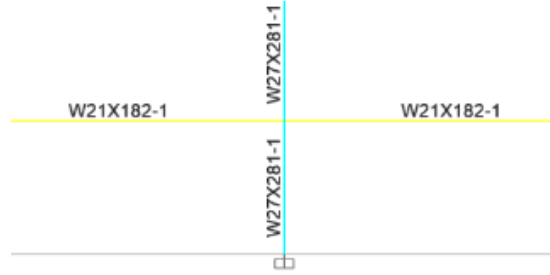
S.5.3.1 AISC 341-16

\* El peso máximo permitido en la viga para la conexión RBS es de 302 lb/ft

S.5.3.1 AISC 341-16

\* Espesor máximo del ala de la viga es de bf = 44mm

S.5.3.1 AISC 341-16



### Límite de Pre Calificación

$$\text{Control} := \text{if} \left( \frac{L_n}{\text{Peralte}} > 7, \text{"Cumple Límite"}, \text{"No Cumple el Límite"} \right)$$

S.5.3.1 AISC 341-16

Control = "Cumple Límite"

### 1. Geometría del corte RBS

$$0.5 \cdot b_{fb} = 15.875 \text{ cm} \quad 0.75 \cdot b_{fb} = 23.813 \text{ cm}$$

$$aa = 18 \text{ cm}$$

$$0.65 \cdot h_b = 37.479 \text{ cm} \quad 0.85 \cdot h_b = 49.011 \text{ cm}$$

$$bb = 40 \text{ cm}$$

$$0.10 \cdot b_{fb} = 3.175 \text{ cm} \quad 0.25 \cdot b_{fb} = 7.938 \text{ cm}$$

$$cc = 5 \text{ cm}$$

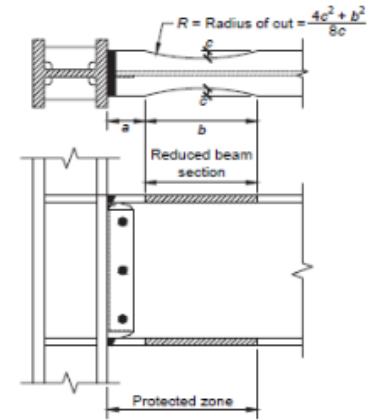


Fig. 5.1. Reduced beam section connection.

### 2. Módulo plástico en centro del corte RBS

$$Z_{RBS} = 6151.816 \text{ cm}^3$$

### 3. Máximo Momento Probable en centro del corte RBS

$$F_{yy} := R_{yb} \cdot F_{yb} = 379174122.25 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

A3.2 AISC 341-16

$$F_{tt} := R_{tb} \cdot F_{yb} = 379174122.25 \frac{\text{kg}}{\text{m} \cdot \text{s}^2}$$

A3.2 AISC 341-16

$$C_{pr} := \text{if} \left( \frac{F_{yy} + F_{tt}}{2 \cdot F_{yy}} \leq 1.2, \frac{F_{yy} + F_{tt}}{2 \cdot F_{yy}}, 1.2 \right) = 1$$

S.2.4.2 AISC 358-16

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{RBS} = 237859.966 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

S.5.8.Step 3 AISC 358-16

#### 4. Máximo Cortante Probable en centro del corte RBS

$$f_1 := 0.5 \quad S := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{Carga de Nieve} \quad \text{S.5.8.Step 4 AISC 358-16}$$

$$w_u := 1.2 \cdot W_D + f_1 \cdot W_L + 0.2 \cdot S = 4487.442 \frac{\text{kgf}}{\text{m}} \quad \text{S.5.8.Step 4 AISC 358-16}$$

$$S_h := aa + \frac{bb}{2} = 38 \text{ cm} \quad \text{Distancia: centro del corte a cara de columna} \quad \text{Fig. 5.2. AISC 358-16}$$

$$L_h := L - h_c - 2 \cdot S_h = 7.64 \text{ m} \quad \text{Distancia: centros de corte en extremos de viga}$$

Se define el valor de  $W_u$  con la combinación que devuelve la mayor solicitación

$$V_{RBS1} := \left( \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} \right) + \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 79410.335 \text{ kgf} \quad V_{RBS2} := \left( \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} \right) - \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 45127.265 \text{ kgf}$$

#### 5. Momento Probable en cara de la columna

$$M_{f1} := M_{pr} + V_{RBS1} \cdot S_h = 268035.893 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{S.5.8.Step 5 AISC 358-16}$$

$$M_{f2} := M_{pr} + V_{RBS2} \cdot S_h = 255008.326 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

#### 6. Momento plástico de la viga s/ límite de fluencia esperado

$$M_{pe} := R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{S.5.8.Step 6 AISC 358-16}$$

#### 7. Revisión de resistencia en cara de la columna

Resistencia a flexión de la viga en la cara de la columna

$$\phi_d := 1.0 \quad \text{E.L. Dúctil} \quad \text{S.2.4.1 AISC 358-16}$$

$$\text{if}(\phi_d \cdot M_{pe} \geq M_{f1}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"} \quad \text{S.5.8.Step 7 AISC 358-16}$$

$$\text{if}(\phi_d \cdot M_{pe} \geq M_{f2}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

#### 8. Cortante requerido por la viga y conexión alma de viga - columna

$$V_u := V_{RBS1} + w_u \cdot S_h = 81115.563 \text{ kgf} \quad \text{Se considera el cortante adicional debido a las cargas gravitatorias en Sh}$$

$$\phi_v \cdot V_n = 422525.547 \text{ kgf}$$

$$\text{if}(\phi_v \cdot V_n \geq V_u, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"}) = \text{"Cumple"}$$

#### 9. Columna Fuerte - Viga Débil

$$\alpha_s := 1.0 \quad \text{D.1.2a.1 AISC 358-16}$$

$$V_{ub1} := V_{RBS1} = 79410.335 \text{ kgf} \quad \text{Cortante prob. en rótula plástica de la viga 1}$$

$$V_{ub2} := V_{RBS2} = 45127.265 \text{ kgf} \quad \text{Cortante prob. en rótula plástica de la viga 2}$$

$$M_{pr1} := M_{pr} = 237859.966 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. en rótula plástica de la viga 1}$$

$$M_{pr2} := M_{pr} = 237859.966 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. en rótula plástica de la viga 2}$$

$$S_{h1} := S_h = 38 \text{ cm} \quad \text{Distancia: Cara de columna a rótula plástica de la viga 1}$$



$$S_{h_2} := S_h = 38 \text{ cm}$$

Distancia: Cara de columna a rótula plástica de la viga 2

Momento Probable en Vigas

$$M_{pb_1} := M_{pr_1} + \alpha_s \cdot V_{ub_1} \cdot (S_{h_1} + 0.5 \cdot h_c) \quad \text{Momento prob. máximo en la viga 1}$$

$$M_{pb_2} := M_{pr_2} + \alpha_s \cdot V_{ub_2} \cdot (S_{h_2} + 0.5 \cdot h_c) \quad \text{Momento prob. máximo en la viga 2}$$

$$M_{pb_1} = 297585.272 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-3}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pb_2} = 271800.633 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-3}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pbR} := M_{pb_1} + M_{pb_2} = 569385.905 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. total en vigas}$$

Momento Probable en Columnas

Se obtiene el momento máximo probable de las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada de las combinaciones con sismo

$$P_{uc\_max1} := 332164.47 \text{ kgf}$$

$$P_{uc\_max2} := 265381.51 \text{ kgf}$$

**COMBINACIÓN:**  
(1.2+0.2SDS) D + 1.0 L - Ω SH

$$M_{pc_1} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc\_max1}}{A_c} \right) \quad \text{Momento prob. máximo en la columna 1}$$

$$M_{pc_1} = 444106.022 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-2}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pc_2} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc\_max2}}{A_c} \right) \quad \text{Momento prob. máximo en la columna 2}$$

$$M_{pc_2} = 463213.224 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-2}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pcR} := M_{pc_1} + M_{pc_2} = 907319.246 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. total de columna 1 y 2}$$

Revisión

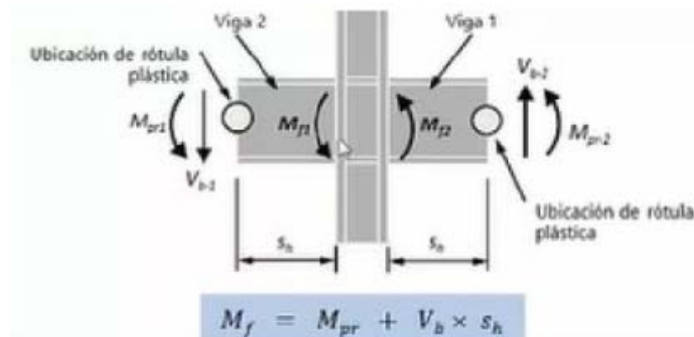
$$\frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} = 1.594$$

$$\frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} = 0.628$$

(CONTROL ETABS)

$$\text{if} \left( \frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} \geq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"} \quad (\text{E3-1}) \text{ AISC 341-16}$$

### 10. Zona de Panel



Momento esperado en la cara de la columna (Viga 1)

$$M_{f_1} := M_{pr_1} + V_{ub_1} \cdot S_{h_1} = 268035.893 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5.8.Step 6 AISC 358-16

$$F_{fu_1} := \frac{M_{f_1}}{h_b - t_{fb}} = 497283.66 \text{ kgf}$$

Fuerzas en la cara de la columna (Viga 1)

Momento esperado en la cara de la columna (Viga 2)

$$M_{f_2} := M_{pr_2} + V_{ub_2} \cdot S_{h_2} = 255008.326 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

5.8.Step 6 AISC 358-16

$$F_{fu_2} := \frac{M_{f_2}}{h_b - t_{fb}} = 473113.778 \text{ kgf}$$

Fuerzas en la cara de la columna (Viga 2)

El corte ultimo de la columna considera el menor valor entre los momentos resistentes de las mismas y los momentos máximos probables que pueden transferir las vigas

$$L_{v1} := H - h_b = 3.081 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna 1 (inferior)

$$L_{v2} := H - h_b = 3.081 \text{ m}$$

Longitud libre de la columna 2 (superior)

$$V_{uc\_vigas} := \frac{M_{pbR}}{H} = 155671.999 \text{ kgf}$$

Corte esperado en la columna debido a la capacidad de las vigas.

$$M_{pc_1} = 444106.022 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la columna 1

$$V_{uc_1} := \min \left( 2 \cdot \frac{M_{pc_1}}{L_{v1}}, V_{uc\_vigas} \right) = 155671.999 \text{ kgf}$$

Corte ultimo esperado en la columna 1

$$M_{pc_2} = 463213.224 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento resistente en la columna 2

$$V_{uc_2} := \min \left( 2 \cdot \frac{M_{pc_2}}{L_{v2}}, V_{uc\_vigas} \right) = 155671.999 \text{ kgf}$$

Corte ultimo esperado en la columna 2

Corte ultimo esperado de las columnas

$$V_{uc} := \min(V_{uc_1}, V_{uc_2}) = 155671.999 \text{ kgf}$$

Demanda por corte en la zona del panel

$$R_u := F_{fu_1} + F_{fu_2} - V_{uc} = 814725.439 \text{ kgf}$$

Resistencia de la zona del panel

1) No se considera la deformación inelástica en la zona del panel.

2) Se considera la deformación inelástica en la zona del panel.

$$\alpha := 1 \quad CRT := 1 \quad \text{Criterio 1}$$

C2.3 AISC 360-16

$$P_{tc} = 1884391.5 \text{ kgf}$$

COMBINACIÓN: (1.2+0.2SDS) D + L - p EY

$$P_{uc} := P_{u3\_C1} = 332159.674 \text{ kgf}$$

$$\frac{P_{uc}}{P_{tc}} = 0.176$$

Comb. más desfavorable

$$R_{v1} := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot h_c \cdot t_{wc} = 422525.547 \text{ kgf}$$

J10.6 AISC 360-16

$$R_{v2} := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot h_c \cdot t_{wc} \cdot \left( 1.4 - \frac{\alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right) = 517057.639 \text{ kgf} \quad \text{J10.6 AISC 360-16}$$

$$R_{v3} := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot h_c \cdot t_{wc} \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{h_b \cdot h_c \cdot t_{wc}} \right) = 518967.505 \text{ kgf} \quad \text{J10.6 AISC 360-16}$$

$$R_{v4} := 0.60 \cdot F_{yc} \cdot h_c \cdot t_{wc} \cdot \left( 1 + \frac{3 \cdot b_{fc} \cdot t_{fc}^2}{h_b \cdot h_c \cdot t_{wc}} \right) \cdot \left( 1.9 - \frac{1.2 \cdot \alpha \cdot P_{uc}}{P_{tc}} \right) \quad \text{J10.6 AISC 360-16}$$

$$R_{v4} = 876264.842 \text{ kgf}$$

$$R_n := \text{if} \left( CRT = 1, \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.4, R_{v1}, R_{v2} \right), \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.75, R_{v3}, R_{v4} \right) \right) = 422525.547 \text{ kgf}$$

$$\phi_v := 1.00 \quad \frac{R_u}{\phi_v \cdot R_n} = 1.928 \quad \text{G2.1 AISC 360-16}$$

$\text{if} (R_u \leq \phi_v \cdot R_n, \text{"Cumple"}, \text{"Requiere Refuerzo"}) = \text{"Requiere Refuerzo"}$

*Espesor requerido de placas dobles*

$$R_{dp} := R_u - \phi_v \cdot R_n = 392199.892 \text{ kgf}$$

$$t_{db\_req} := \text{if} \left( \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \leq 0.4, \frac{R_{dp}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot h_c}, \frac{R_{dp}}{0.60 \cdot F_{yc} \cdot h_c \cdot \left( 1.4 - \alpha \cdot \frac{P_{uc}}{P_{tc}} \right)} \right) = 2.499 \text{ cm} \quad \text{(J10-9) y (J10-10) AISC 360-16}$$



$$t_{dpREQ} := \frac{t_{db\_req}}{2} = 1.249 \text{ cm}$$

*Espesor requerido de cada plancha de refuerzo soldada en el alma*

$$t_{dpADOP} := 1.6 \text{ cm}$$

*Espesor propuesto de cada plancha de refuerzo*

$$t_{dpMIN} := 6 \text{ mm}$$

E3.6e.3 AISC 341-16

*Espesor de la zona de panel*

$$t_{total} := t_{wc} + 2 \cdot t_{dpADOP} = 5.892 \text{ cm}$$

$$h_z := h_b - 2 \cdot t_{fb} = 50.14 \text{ cm} \quad \text{E3.6e.2 AISC 341-16}$$

$$w_z := h_c - 2 \cdot t_{fc} = 64.618 \text{ cm} \quad \text{E3.6e.3 AISC 341-16}$$

CONTROL

$$t_{min} := \frac{h_z + w_z}{90} = 1.275 \text{ cm} \quad \text{(E3-7) AISC 341-16}$$

$ALMA := \text{if} (t_{wc} \geq t_{min}, \text{"Espesor Adecuado"}, \text{"Aumentar el Espesor"}) = \text{"Espesor Adecuado"}$

$PLACA := \text{if} (t_{dpADOP} \geq t_{min}, \text{"Espesor Adecuado"}, \text{"Aumentar el Espesor"}) = \text{"Espesor Adecuado"}$

### 11. Placas de continuidad

*Espesor mínimo de la columna para no colocar planchas de continuidad*

$$t_{fc} \geq 0.40 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{yc} \cdot F_{yc}}} \quad t_{cf} \geq \frac{b_{fb}}{6}$$

$$t_{fc\_req} := \max \left( 0.40 \cdot \sqrt{1.8 \cdot b_{fb} \cdot t_{fb} \cdot \frac{R_{yb} \cdot F_{yb}}{R_{yc} \cdot F_{yc}}}, \frac{b_{fb}}{6} \right) = 58.636 \text{ mm}$$

$$t_{fc} = 49.02 \text{ mm}$$

if ( $t_{fc} < t_{fc\_req}$ , “Requiere planchas de cont.”, “OK”) = “Requiere planchas de cont.”

*Resistencia mínima de la columna ante cargas concentradas*

J10 AISC 360-16

*Flexión local del ala*

$$\phi_1 := 0.90$$

J10.1 AISC 360-16

$$R_{v1} := 6.25 \cdot t_{fc}^2 \cdot F_{yc} = 527900.363 \text{ kgf}$$

(J10-1) AISC 360-16

$$\phi_1 \cdot R_{v1} = 475110.327 \text{ kgf}$$

*Flexión local del alma*

$$\phi_2 := 1.00$$

J10.2 AISC 360-16

$$t_a := 8 \text{ mm}$$

Valor asumido

$$L_b := t_{fb} + t_a = 45.6 \text{ mm}$$

Longitud de apoyo paralela al plano del alma

$$R_{v2} := F_{yc} \cdot t_{total} \cdot (5 \cdot k_c + L_b) = 809879.41 \text{ kgf}$$

(J10-2) AISC 360-16

$$\phi_2 \cdot R_{v2} = 809879.41 \text{ kgf}$$

*Aplastamiento del alma*

$$\phi_3 := 0.75$$

J10.3 AISC 360-16

$$Q_f := 1.0$$

Para secciones de ala ancha

J10.3 AISC 360-16

$$R_{v3} := 0.80 \cdot t_{total}^2 \cdot \left( 1 + 3 \cdot \frac{L_b}{h_c} \cdot \left( \frac{t_{total}}{t_{fc}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{\frac{E \cdot F_{yc} \cdot t_{fc}}{t_{total}}} = 2703605.454 \text{ kgf}$$

(J10-4) AISC 360-16

$$\phi_3 \cdot R_{v3} = 2027704.09 \text{ kgf}$$

*Pandeo del alma comprimida*

$$\phi_4 := 0.90$$

J10.5 AISC 360-16

$$R_{v4} := 24 \cdot t_{total}^3 \cdot \frac{\sqrt{E \cdot F_{yc}}}{d_c} = 6959378.846 \text{ kgf}$$

$$\phi_4 \cdot R_{v4} = 6263440.962 \text{ kgf}$$

*Mínima resistencia de la columna ante las cargas concentradas*

$$\phi R_{v\_min} := \min (\phi_1 \cdot R_{v1}, \phi_2 \cdot R_{v2}, \phi_3 \cdot R_{v3}, \phi_4 \cdot R_{v4}) = 475110.327 \text{ kgf}$$

**Revisión de la relación demanda / capacidad**

$$\text{COMBINACIÓN:} \\ (1.2+0.2SDS) D + 1.0 L - \Omega SH$$

$$F_{fu\_max} := \max(F_{fu\_1}, F_{fu\_2}) = 497283.66 \text{ kgf} \quad \text{Fuerza máxima en la cara de la columna}$$

$$\frac{F_{fu\_max}}{\phi R_{v\_min}} = 1.047$$

$$\text{if} \left( \frac{F_{fu\_max}}{\phi R_{v\_min}} \leq 1, \text{"OK"}, \text{"Requiere planchas de cont."} \right) = \text{"Requiere planchas de cont."}$$

Espesor límite del patin de la columna para evitar uso de placas de continuidad

$$t_{lim} := \frac{b_{fb}}{6} = 5.292 \text{ cm} \quad (\text{E3-8}) \text{ AISC 341-16}$$

$$\text{if} (t_{fc} \geq t_{lim}, \text{"OK"}, \text{"Requiere planchas de cont."}) = \text{"Requiere planchas de cont."}$$

**Ancho de planchas de continuidad**

$$b_{placa\_min} := \frac{b_{fb} - t_{wc}}{2} = 14.529 \text{ cm} \quad \text{E3.6f.2 AISC 341-16}$$

$$b_{placa} := \frac{b_{fc} - t_{wc}}{2} = 16.942 \text{ cm} \quad \text{Para cubrir todo el ancho de los patines de la columna, se colocaria a un solo lado o los dos lados del alma de la columna.}$$

$$b_{cp} = 20 \text{ cm} \quad \text{Adoptado}$$

**Espesor de planchas de continuidad**

$$t_{placa\_min} := 0.75 \cdot t_{fb} = 2.82 \text{ cm} \quad t_{adop} = 2.85 \text{ cm} \quad \text{E3.6f.2 AISC 341-16}$$

$$t_{dpADOP} = 1.6 \text{ cm} \quad \text{Espesor de placas dobles adoptado}$$

$$\text{if} (t_{dpADOP} \geq t_{adop}, \text{"Espesor Adecuado"}, \text{"Aumentar Espesor"}) = \text{"Aumentar Espesor"}$$

$$t_{cp} = 3.0 \text{ cm} \quad \text{Espesor final de placas de continuidad}$$

$$\text{if} (t_{cp} \geq t_{placa\_min}, \text{"Espesor Adecuado"}, \text{"Aumentar Espesor"}) = \text{"Espesor Adecuado"}$$

**Soldadura de planchas de continuidad**

Placas de continuidad deben soldarse al alma de la columna utilizando soldadura de ranura de penetración completa (CPJ). Además, la resistencia requerida debe calcularse según AISC 341-16 Sección E3.6F.2

**11. Columna Fuerte - Viga Débil: ETABS**

Máximo Momento Probable en el centro del corte RBS (ETABS lo asigna a la cara de la columna)

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{S.5.8-5 AISC 358-16}$$

$$C_{pr} = 1 \quad \text{S.2.4-2 AISC 358-16}$$

$$L_h := \frac{L - h_c}{4} = 2.1 \text{ m} \quad S_h := 0 \text{ m} \quad \text{Longitud No Arriostrada, considerando 3 soportes laterales, ubicados en cada cuarto de viga.}$$

Cortante probable en la rótula (centro del corte RBS)

$$V_{p1} := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 287240.602 \text{ kgf} \quad V_{p2} := V_{p1} \quad \text{Considera simetría de las vigas que llegan al nodo.}$$

Cortante gravitacional en la rótula (centro del corte RBS)

$$V_{g1} := 0 \text{ kgf} \quad V_{g2} := 0 \text{ kgf} \quad \text{ETABS no considera este cortante en el análisis del nodo.}$$

$$V_{RBS1} := V_{p1} + V_{g1} = 287240.602 \text{ kgf} \quad \text{Cortante resistente esperado en rótula de la viga 1 y 2 (centro del corte RBS)}$$

$$V_{RBS2} := V_{p2} - V_{g2} = 287240.602 \text{ kgf}$$

$$\alpha_s := 1.0 \quad \text{D.1.2a.1 AISC 341-16}$$

$$M_{pr1} := M_{pr} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. en rótula plástica de la viga 1}$$

$$M_{pr2} := M_{pr} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. en rótula plástica de la viga 2}$$

$$S_{h1} := S_h = 0 \text{ m} \quad \text{Distancia desde el centro del corte RBS a la cara de la columna (En ETABS no se define la geometría del corte, por lo que se toma como cero)}$$

$$S_{h2} := S_h = 0 \text{ m}$$

### Momento Probable en Vigas

$$M_{pb1} := M_{pr1} + \alpha_s \cdot V_{RBS1} \cdot (S_{h1} + 0.5 \cdot h_c) = 408479.833 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{(E3-3) AISC 341-16}$$

$$M_{pb2} := M_{pr2} + \alpha_s \cdot V_{RBS2} \cdot (S_{h2} + 0.5 \cdot h_c) = 408479.833 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{(E3-3) AISC 341-16}$$

$$M_{pbR} := M_{pb1} + M_{pb2} = 816959.667 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. total de las vigas 1 y 2}$$

### Momento Probable en Columnas

Se obtiene el momento máximo probable de las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada de las combinaciones con sismo, considera sobre - resistencia por la irregularidad que se obtuvo en el análisis por serviciabilidad.

$$P_{uc\_max1} := 330422.5 \text{ kgf}$$

$$P_{uc\_max2} := 265381.51 \text{ kgf}$$

$$\text{COMBINACIÓN:} \\ (1.2 + 0.2SDS) D + 1.0 L - \Omega SH$$

$$M_{pc1} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc\_max1}}{A_c} \right) \quad \text{Momento probable máximo en la columna 1}$$

$$M_{pc1} = 444604.415 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{(E3-2) AISC 341-16}$$

$$M_{pc2} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc\_max2}}{A_c} \right) \quad \text{Momento probable máximo en la columna 2}$$

$$M_{pc2} = 463213.224 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{(E3-2) AISC 341-16}$$

$$M_{pcR} := M_{pc1} + M_{pc2} = 907817.639 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento probable total de la columna 1 y 2}$$

### Revisión

$$\frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} = 1.111$$

$$\frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} = 0.8999 \quad (\text{CONTROL ETABS})$$

$$\text{if } \left( \frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} \geq 1, \text{ "Cumple", "No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"} \quad (\text{E3-1}) \text{ AISC 341-16}$$

### Beam/Column Capacity Ratios

Major Ratio	Load Combo	Minor Ratio	Load Combo
0.894	1.36D+1L-3Ex	0	1.36D+1L-3Ex

### 12. Columna Fuerte - Viga Débil: CÁLCULO REAL

$$M_{pr} := C_{pr} \cdot R_{yb} \cdot F_{yb} \cdot Z_{xb} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$S_h := aa + \frac{bb}{2} = 38 \text{ cm}$$

Distancia: centro del corte a cara de columna

Fig. 5.2. AISC 358-16

$$L_h := L - 2 \cdot S_h - h_c = 7.64 \text{ m}$$

$$w_u := 1.2 \cdot W_D + f_1 \cdot W_L + 0.2 \cdot S = 4487.442 \frac{\text{kgf}}{\text{m}}$$

S.5.8.Step 4 AISC 358-16

$$V_{p1} := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 78953.774 \text{ kgf} \quad V_{p2} := \frac{2 \cdot M_{pr}}{L_h} = 78953.774 \text{ kgf}$$

$$V_{g1} := \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 17141.535 \text{ kgf} \quad V_{g2} := \frac{w_u \cdot L_h}{2} = 17141.535 \text{ kgf}$$

Corte gravitacional en rótula plástica.

$$V_{RBS1} := V_{p1} + V_{g1} = 96095.309 \text{ kgf}$$

Cortante resistente esperado en rótula de la viga 1 y 2

$$V_{RBS2} := V_{p2} - V_{g2} = 61812.24 \text{ kgf}$$

$$\alpha_s := 1.0$$

D.1.2a.1 AISC 341-16

$$V_{ub1} := V_{RBS1} = 96095.309 \text{ kgf}$$

Cortante prob. en rótula plástica de la viga 1

$$V_{ub2} := V_{RBS2} = 61812.24 \text{ kgf}$$

Cortante prob. en rótula plástica de la viga 2

$$M_{pr1} := M_{pr} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento prob. en rótula plástica de la viga 1

$$M_{pr2} := M_{pr} = 301594.733 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

Momento prob. en rótula plástica de la viga 2

$$S_{h1} := S_h = 0.38 \text{ m}$$

Distancia a la rótula plástica en la viga 1

$$S_{h2} := S_h = 0.38 \text{ m}$$

Distancia a la rótula plástica en la viga 2



### Momento Probable en Vigas

$$M_{pb\_1} := M_{pr\_1} + \alpha_s \cdot V_{RBS1} \cdot (S_{h\_1} + 0.5 \cdot h_c) = 373868.976 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-3}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pb\_2} := M_{pr\_2} + \alpha_s \cdot V_{RBS2} \cdot (S_{h\_2} + 0.5 \cdot h_c) = 348084.336 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-3}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pbR} := M_{pb\_1} + M_{pb\_2} = 721953.312 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. total en vigas}$$

### Momento Probable en Columnas

Se obtiene el momento máximo probable de las columnas tomando en cuenta la mayor fuerza axial mayorada de las combinaciones con sismo

$$P_{uc\_max1} := \max(P_{u3\_C1}, P_{u4\_C1}) = 332159.674 \text{ kgf} \quad P_{uc\_max1} := 330422.5 \text{ kgf}$$

$$P_{uc\_max2} := \max(P_{u3\_C2}, P_{u4\_C2}) = 265377.731 \text{ kgf} \quad P_{uc\_max2} := 263639.6 \text{ kgf}$$

$$M_{pc\_1} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc\_max1}}{A_c} \right) \quad \text{Momento prob. máximo en la columna 1}$$

$$M_{pc\_1} = 444604.415 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-2}) \text{ AISC 341-16}$$

$$M_{pc\_2} := Z_{xc} \cdot \left( F_{yc} - \frac{\alpha_s \cdot P_{uc\_max2}}{A_c} \right) \quad \text{Momento prob. máximo en la columna 2}$$

$$M_{pc\_2} = 463711.6 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad (\text{E3-2}) \text{ AISC 341-16}$$

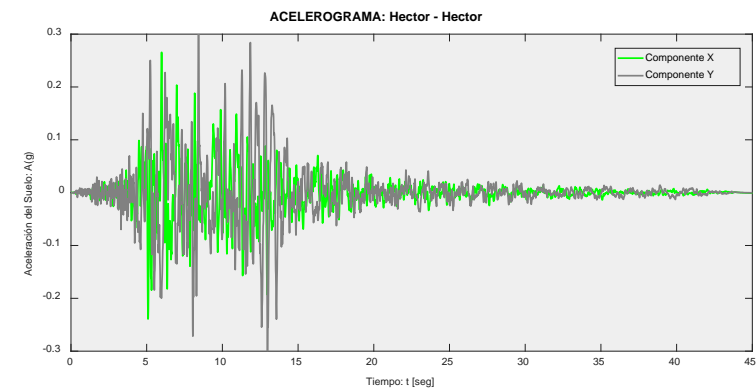
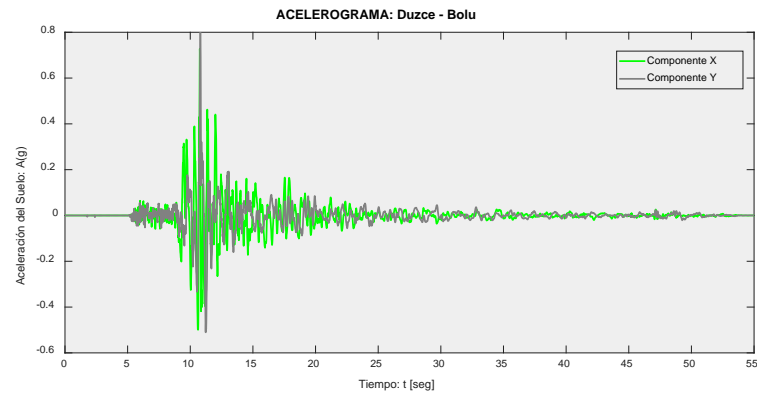
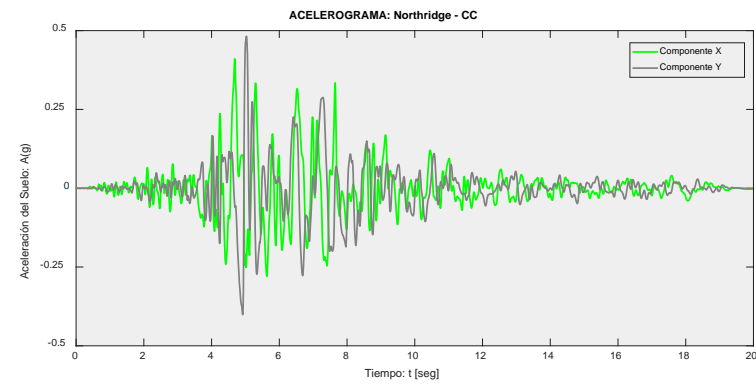
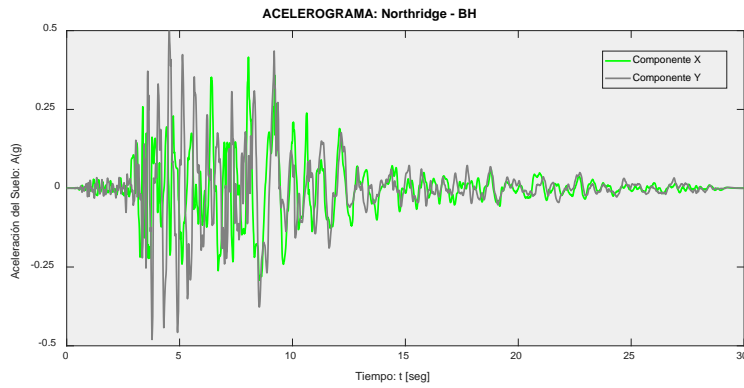
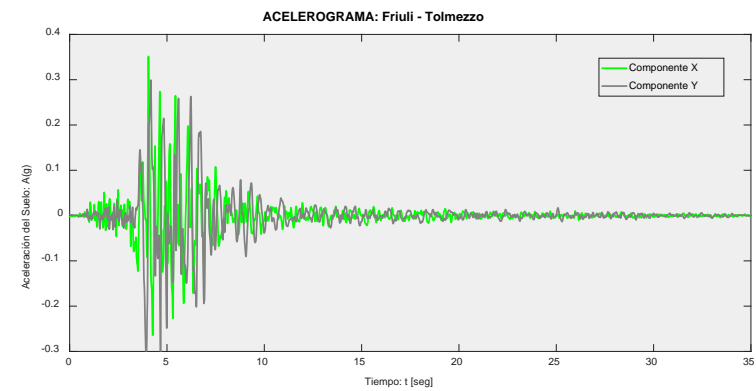
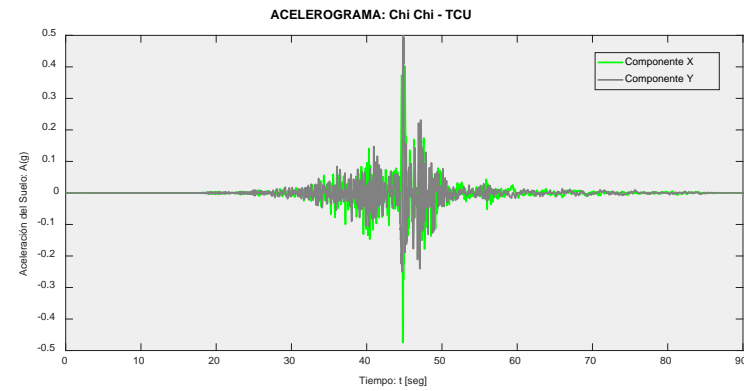
$$M_{pcR} := M_{pc\_1} + M_{pc\_2} = 908316.015 \text{ kgf} \cdot \text{m} \quad \text{Momento prob. total de columna 1 y 2}$$

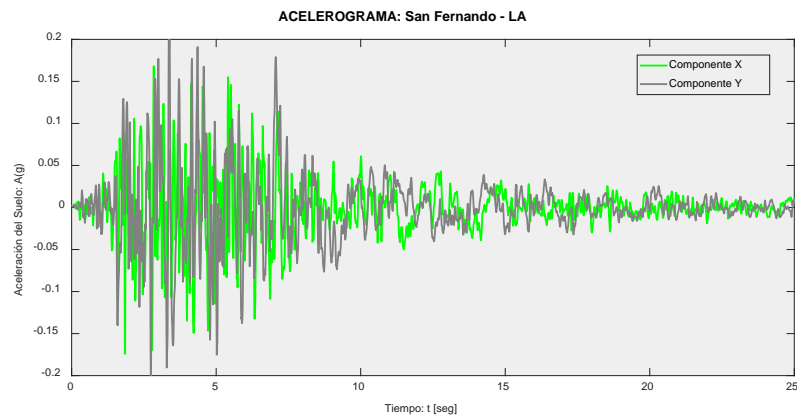
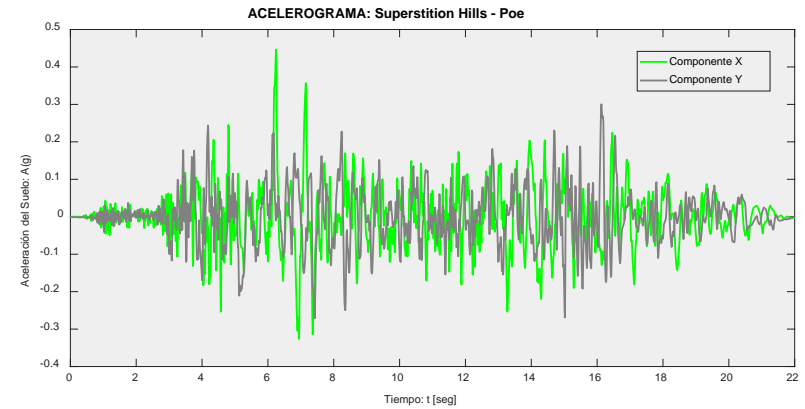
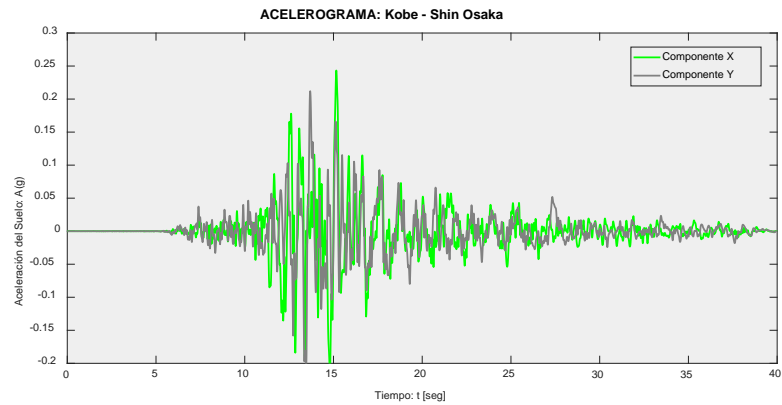
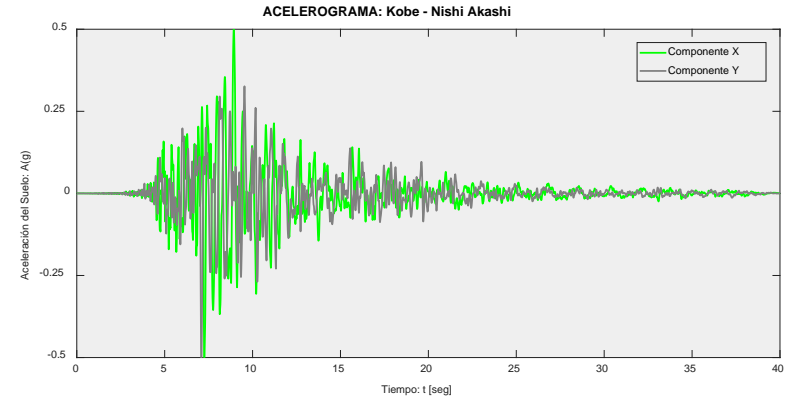
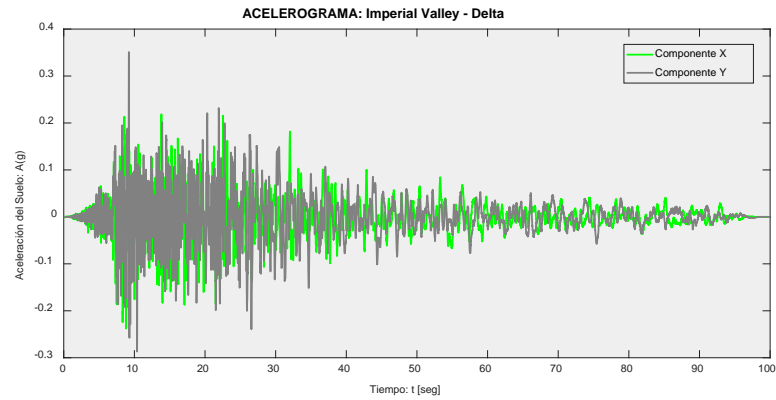
### Revisión

$$\frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} = 1.258 \quad \frac{M_{pbR}}{M_{pcR}} = 0.795 \quad (\text{CONTROL ETABS})$$

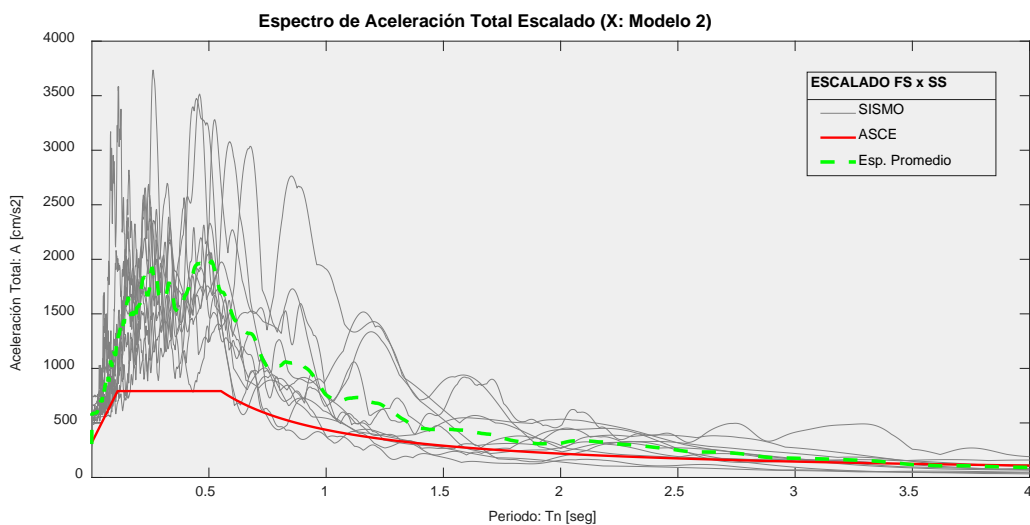
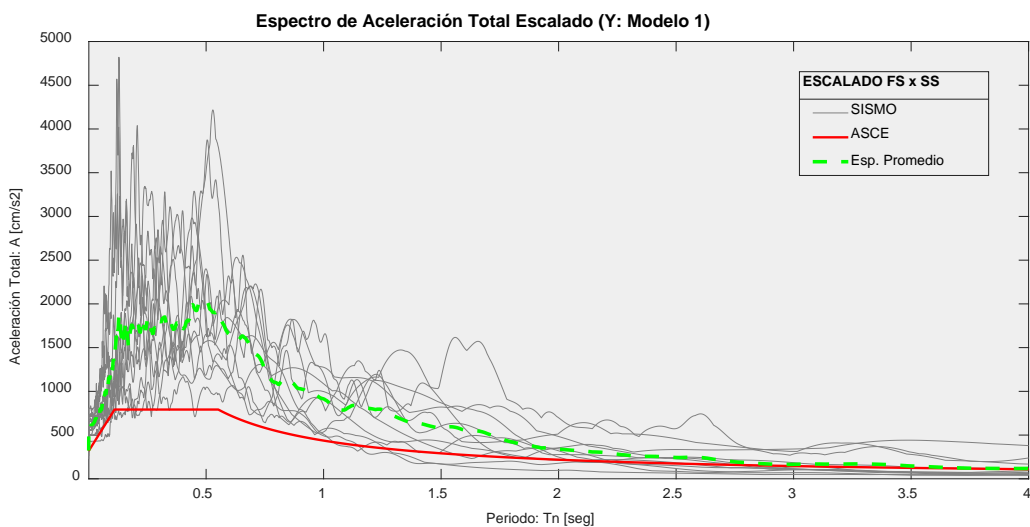
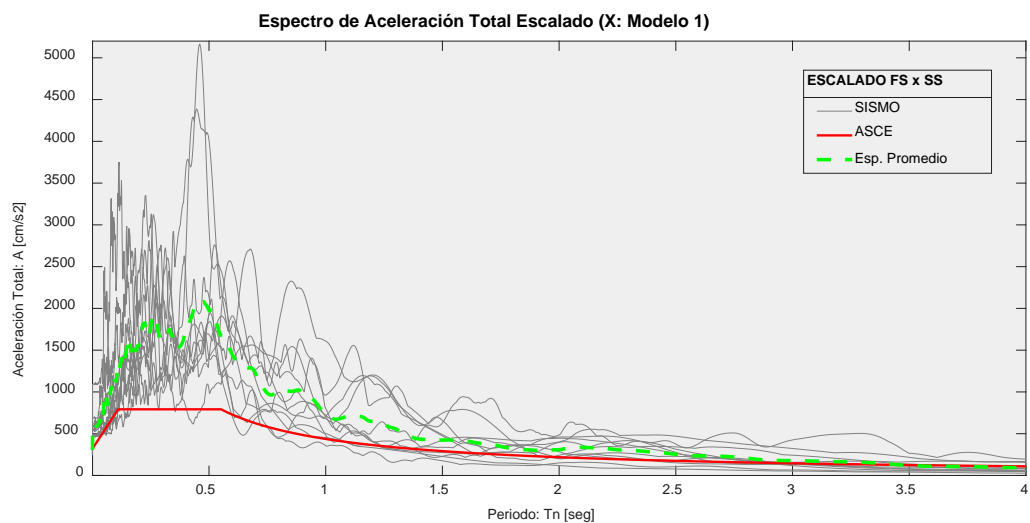
$$\text{if} \left( \frac{M_{pcR}}{M_{pbR}} \geq 1, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"} \right) = \text{"Cumple"} \quad (\text{E3-1}) \text{ AISC 341-16}$$

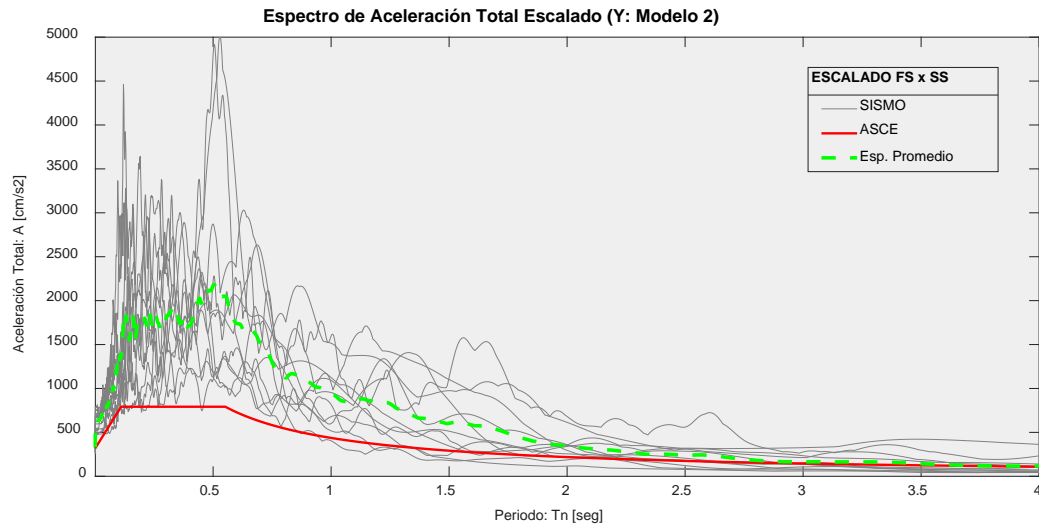
### Anexo 3 Registros de aceleración (Acelerogramas) de 11 eventos sísmicos.



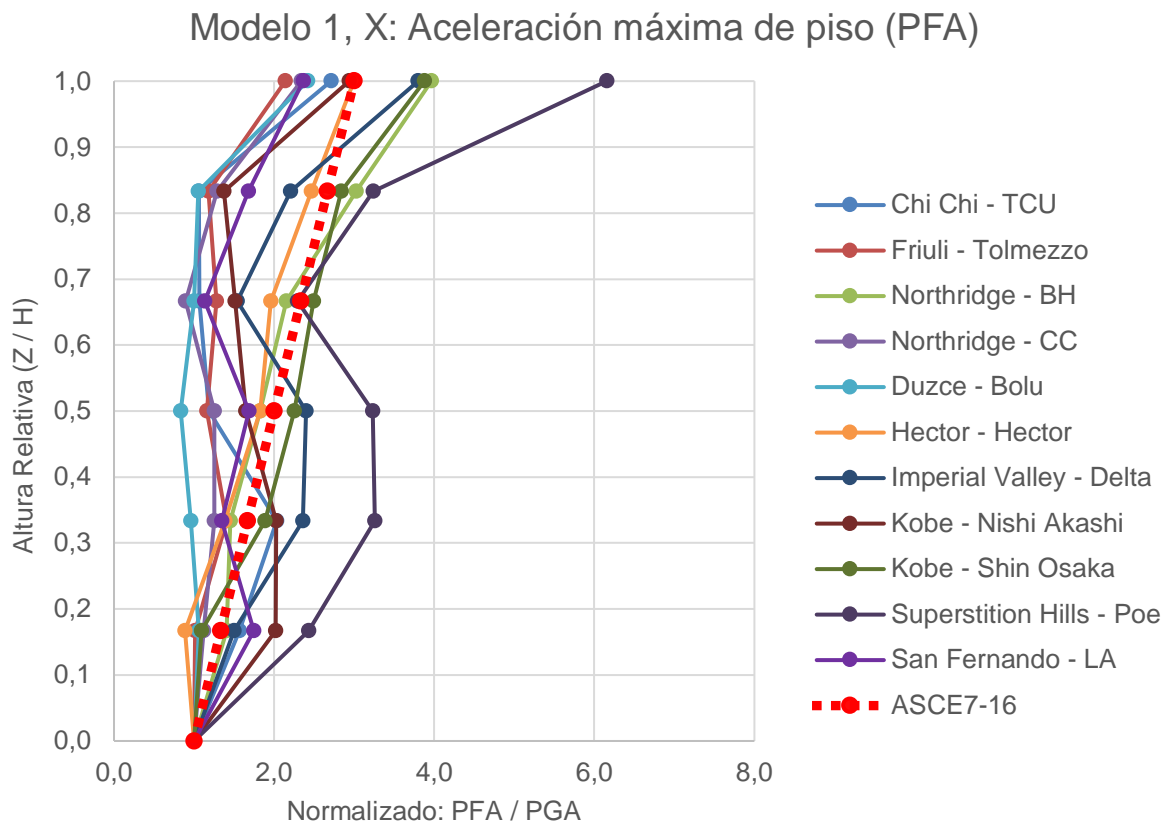


Anexo 4 Escalado de espectros de respuesta, por dirección (X-Y) y por modelo (I: 1.0 y 1.5).

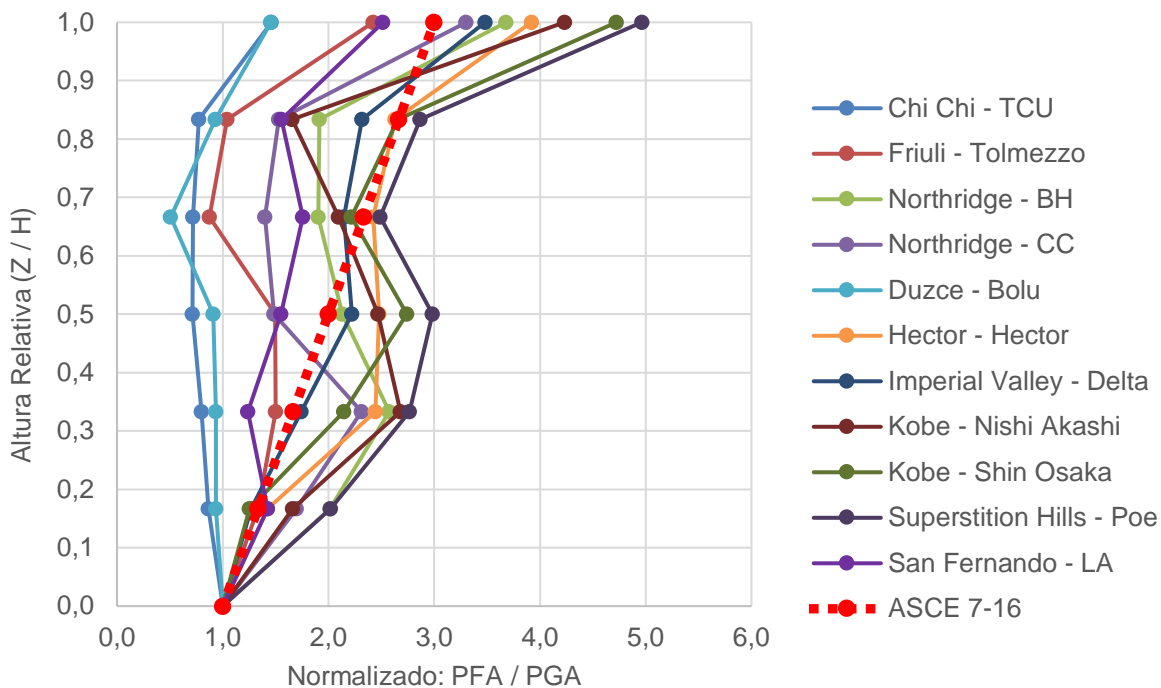




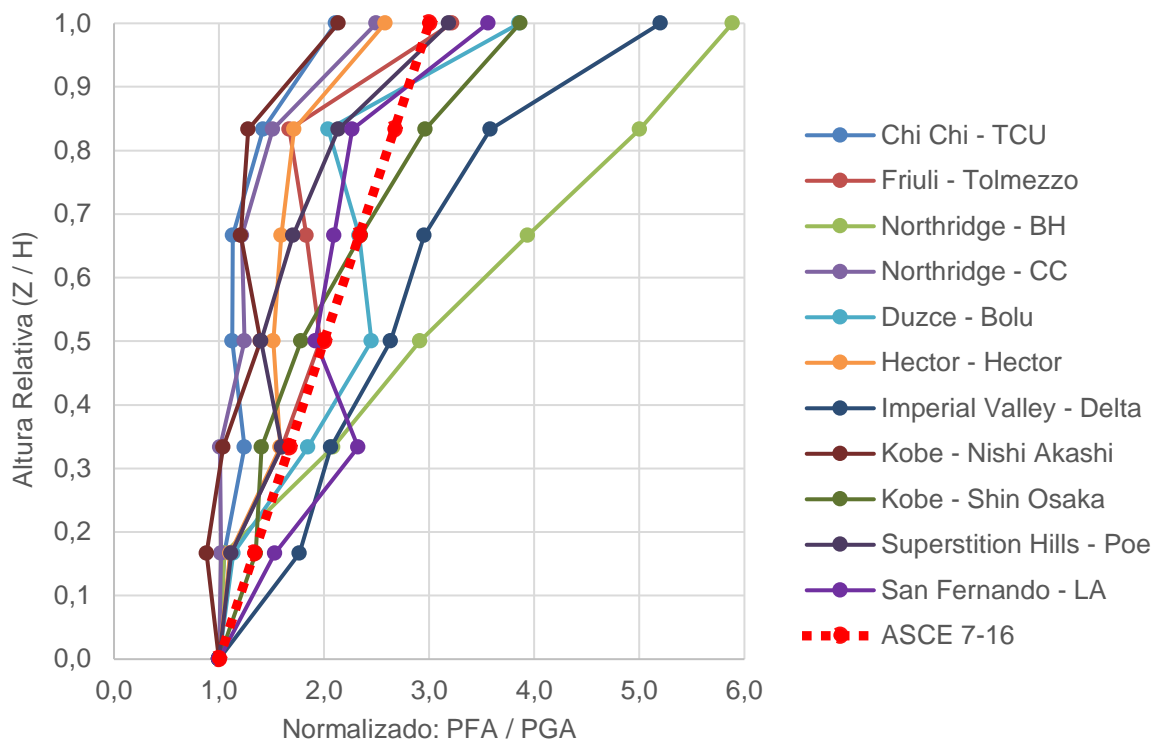
*Anexo 5 Aceleraciones máximas de piso (PFA), por dirección (X-Y) y por modelo (I: 1.0 y 1.5).*



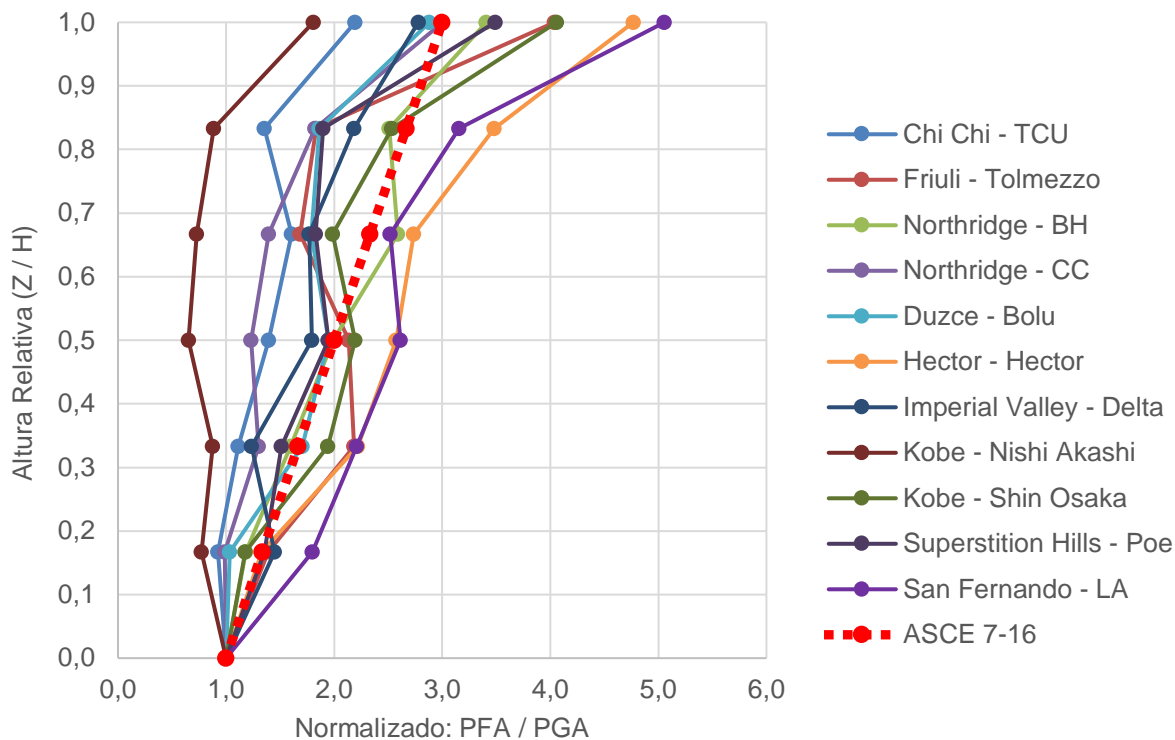
Modelo 1, Y: Aceleración máxima de piso (PFA)



Modelo 2, X: Aceleración máxima de piso (PFA)

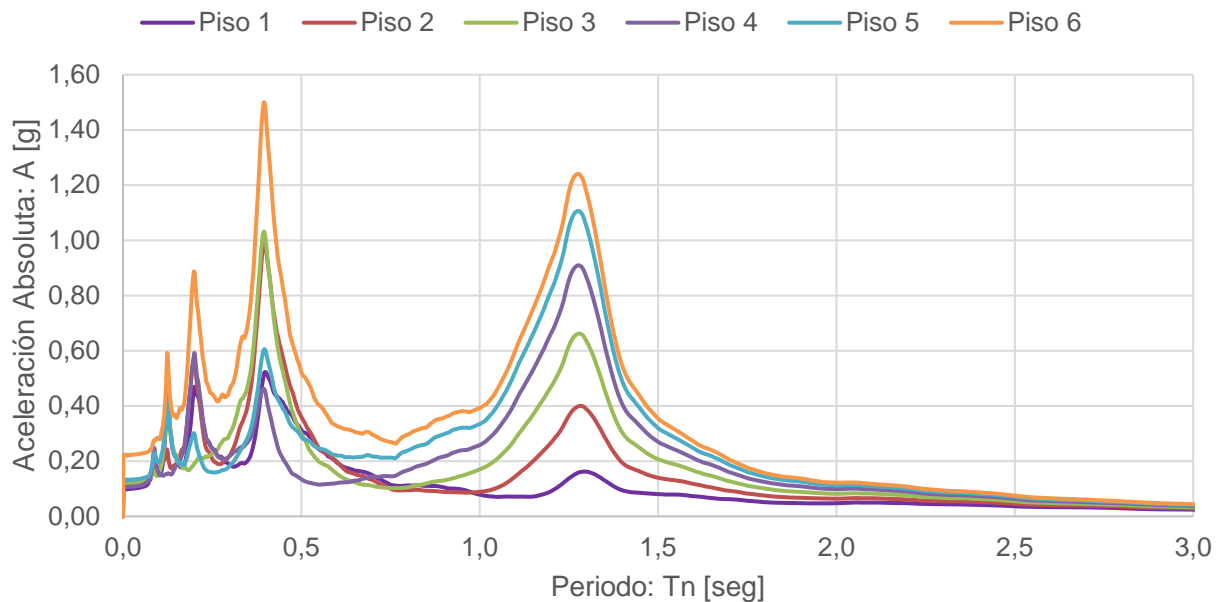


### Modelo 2, Y: Aceleración máxima de piso (PFA)



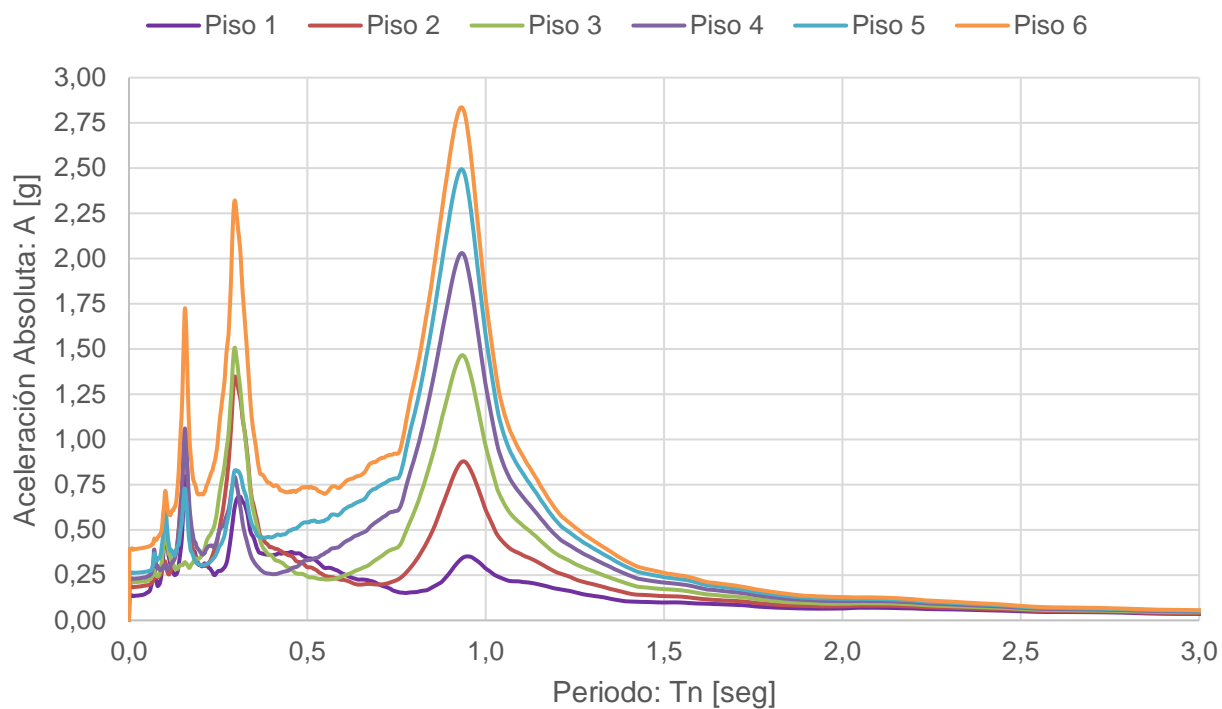
Anexo 6 Espectro de aceleraciones absolutas de piso (FRS), por cada dirección (X-Y) y para cada modelo (I: 1.0 y 1.5).

### Modelo 1, X: Espectro de aceleración absoluta de piso.

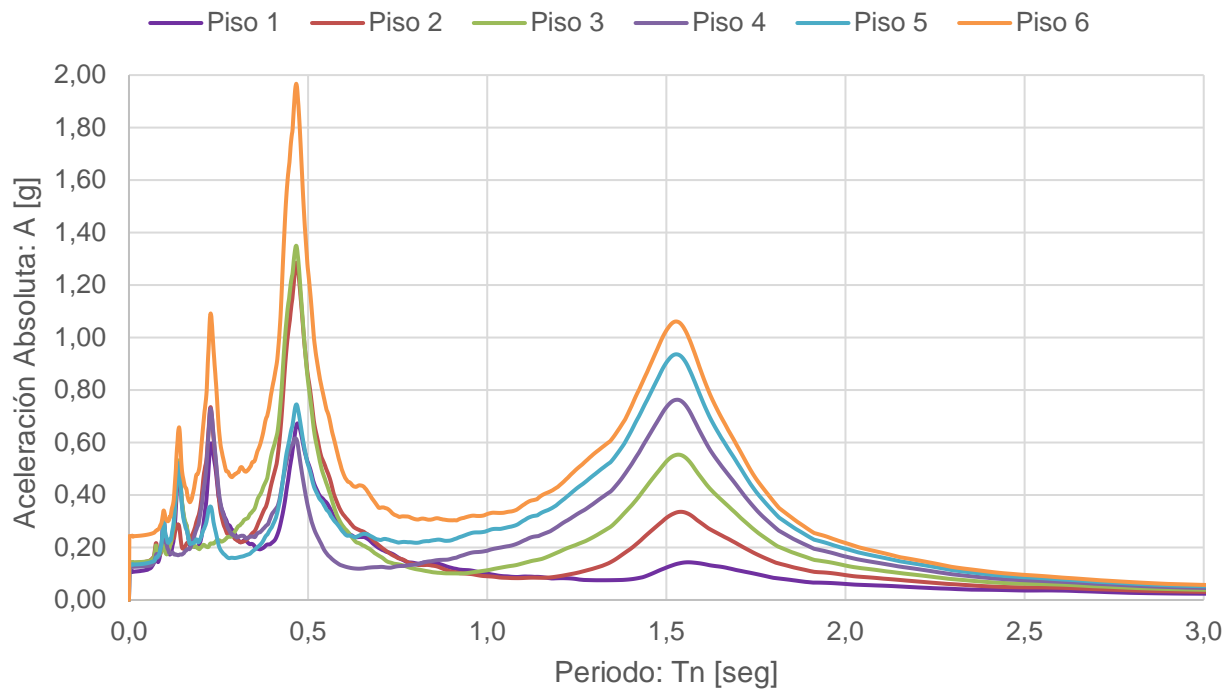




## Modelo 2, X: Espectro de aceleración absoluta de piso.



## Modelo 1, Y: Espectro de aceleración absoluta de piso.



## Modelo 2, Y: Espectro de aceleración absoluta de piso.

